



TITLE:

土構造物に及ぼす地震時液状化の  
影響に関する研究( Dissertation\_全  
文)

AUTHOR(S):

古賀, 泰之

---

CITATION:

古賀, 泰之. 土構造物に及ぼす地震時液状化の影響に関する研究. 京都大学, 1990, 工学博士

ISSUE DATE:

1990-09-25

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r7313>

RIGHT:

土構造物に及ぼす地震時液状化の  
影響に関する研究

平成2年3月

古 賀 泰 之

# 目 次

第1章 序 論 .....	1
1-1 まえがき .....	1
1-1-1 研究の背景 .....	1
1-1-2 研究対象及び研究目的 .....	1
1-1-3 本研究の構成 .....	1
1-2 既往地震に見た土構造物と液状化 .....	2
1-2-1 土構造物に影響を与えた液状化の実例 .....	3
1-2-2 液状化防止対策工の実例 .....	5
1-2-3 液状化地盤の調査方法 .....	5
第2章 土構造物に及ぼす液状化の影響に関する実験的研究 .....	7
2-1 まえがき .....	7
2-1-1 従来の研究 .....	7
2-1-2 模型振動実験の意義 .....	8
2-1-3 模型振動実験の方法 .....	9
2-2 水平地盤における液状化現象 .....	12
2-2-1 実験目的 .....	12
2-2-2 実験概要 .....	12
2-2-3 実験結果 .....	15
2-2-4 水平地盤の液状化現象の解析 .....	21
2-2-5 ま と め .....	29
2-3 液状化性地盤上の盛土の破壊現象 .....	29
2-3-1 実験目的 .....	29
2-3-2 大型実験の概要 .....	30
2-3-3 実験結果 .....	32
2-3-4 液状化性地盤上の盛土の破壊現象の考察 .....	45
2-3-5 残された課題 .....	48
2-3-6 安定計算に用いる動的強度の考察 .....	49
2-3-7 小型実験の概要 .....	53
2-3-8 実験結果 .....	57
2-3-9 液状化性地盤上の盛土の破壊現象に及ぼす加振波形の影響の考察 .....	67

2-3-10 ま と め .....	80
2-4 水中盛土の破壊現象 .....	80
2-4-1 実験目的及び予備的検討 .....	80
2-4-2 小型実験の概要 .....	83
2-4-3 実験結果 .....	84
2-4-4 大型実験の概要 .....	86
2-4-5 実験結果 .....	89
2-4-6 水中盛土の破壊現象の考察 .....	93
2-4-7 ま と め .....	96
2-5 液状化性地盤中の埋設構造物の挙動 .....	97
2-5-1 実験目的 .....	97
2-5-2 大型実験の概要 .....	97
2-5-3 実験結果 .....	99
2-5-4 小型実験の概要 .....	107
2-5-5 実験結果 .....	109
2-5-6 液状化地盤中の埋設構造物の挙動の考察 .....	110
2-5-7 ま と め .....	113
第3章 液状化性地盤における盛土被災事例の研究 .....	115
3-1 目的 .....	115
3-2 被災盛土事例から見た地盤の動的強度 .....	115
3-2-1 被災盛土 .....	115
3-2-2 安定解析 .....	118
3-2-3 ま と め .....	123
3-3 砂質地盤上盛土の既往被災事例と地盤条件 .....	124
3-3-1 調査分析手法の概要 .....	124
3-3-2 手法の作成 .....	126
3-3-3 ま と め .....	132
第4章 液状化性地盤の原位置調査法の研究 .....	133
4-1 調査法の分類及び既往の調査法 .....	133
4-2 原位置調査法の試み .....	133
4-2-1 発破振動法 .....	133
4-2-2 くい打ち振動法 .....	137
4-2-3 振動式コーン貫入試験法 .....	137

4-2-4 大孔径サンプリング法 .....	140
4-2-5 改良地盤の調査法としての標準貫入試験 .....	143
4-3 調査法のまとめ及び今後考えられるその他の方法 .....	147
第5章 液状化性地盤の対策に関する研究 .....	148
5-1 まえがき .....	148
5-2 対策工の効果 .....	149
5-2-1 サンドコンパクションパイルの締固め効果に関する実験 .....	149
5-2-2 模型振動台実験による液状化対策の効果の検討 .....	155
5-3 対策工法のまとめ .....	164
第6章 結 論 .....	165
参考文献 .....	167
謝 辞 .....	173

# 第1章 序 論

## 1-1 ま え が き

### 1-1-1 研究の背景

1964年の新潟地震以来、いわゆるゆるい砂質地盤における地震時液状化現象が、各種の構造物に、その基礎の破壊・沈下・移動による多大の被害を生ずることが認識された。新潟地震において、この液状化現象に起因する被災例として社会的にも広く注目を浴びたものとして、昭和大橋の落橋や川岸町県営アパートの倒壊等が挙げられる。さらに、新潟県内阿賀野川、山形県内最上川等の河川堤防も多大の被害を受けた。これらも又、地盤の液状化現象に起因するものと考えられる。従来、通常規模の河川堤防や道路盛土等の土構造物は、震災を受けたとしても土工による復旧が容易であるとして、構造的な耐震性の配慮を積極的に行うには至っていない。しかし、上述した事例や、その後の十勝沖地震（1968）や宮城県沖地震（1978）、日本海中部地震（1983）などにおいても、液状化に伴うと見られる各種土構造物（河川堤防、鉄道盛土、岸壁その他）の被害事例が示すように、地盤の液状化現象が生ずるような場合には、土構造物と言えども被害規模は大きく、それらの社会的機能の維持又は低下の防止、速やかな機能の回復を図るという見地から、近い将来には、土構造物の耐震的な配慮が必ず必要とされると考える。

本研究は、以上のような背景の下に、筆者が建設省土木研究所において多くの共同研究者と共にやってきた土構造物の地震時安定性に及ぼす液状化の影響に関する一連の調査研究を現時点（1989）でとりまとめたものである。

### 1-1-2 研究対象及び研究目的

#### (1) 研究対象

本研究で対象とした土構造物は、液状化を生ずるような砂質地盤上に築造された土堤、大規模人工島を想定した水平地盤及び水中盛土、地盤中に建設された地下又は半地下道路構造等である。

#### (2) 研究目的

本研究の範囲及び目的は次のようである。

- 1) 被災実例から土構造物の地震時安定性に及ぼす液状化現象の関与の度合を把握すること。
- 2) 土構造物の破壊に及ぼす液状化現象の力学的機構を、主として模型振動実験の方法により解明すること。この成果を踏まえて、液状化現象が生ずる地盤及び土構造物の合理的解析法を提案すること。
- 3) 砂質地盤の液状化判定を行う現場調査法を改良すること。
- 4) 液状化の可能性のある土構造物・地盤の事前対策としての地盤改良の効果を明らかにすること。
- 5) 土構造物に対する液状化への配慮の方法の整理を行うと同時に、今後の研究課題を明らかにすること。

### 1-1-3 本研究の構成

前述の研究対象及び研究目的を受けた本研究の以下の構成は次のようである。

第1章の第2節では、近年の国内におけるいくつかの地震に見られた液状化現象と土構造物の被害事例について特徴的な事項を、現地踏査あるいは既往の地震調査報告等からとりまとめている。対象とした地震は、新潟（1964）、十勝沖（1968）、根室半島沖（1974）、伊豆大島近海（1978）、宮城県沖（1978）、日本海中部地震（1983）の各地震である。なお、これらの地震の中で、筆者が実際に現地を直後に踏査したものは、伊豆大島近海及び宮城県沖地震である。又、日本海中部地震については復旧がある程度なされた時期に踏査を行ったものである。

第2章では、土構造物に及ぼす液状化の影響に関する実験的研究として、筆者が実施した一連の土構造物模型振動実験について述べる。2-1節ではこの分野に関する従来の研究の流れを概観するとともに、現実の土構造物を念頭においたときの模型振動実験の意義について述べる。2-2、2-3、2-4、2-5節では、各々水平地盤、盛土、水中盛土、埋設構造物を対象とした模型振動実験を述べる。これらの模型振動実験の目的は、各種の土構造物における液状化の発生機構及びそれが土構造の破壊に与える影響特性を調べることが第一である。次にその過程で得られたデータの解析を通じて、既往の、又は新しく提案した解析法の適用性の検討及びその実際面への応用法の考察を行う。

第3章では、現実液状化に起因して被災を生じた盛土の事例について、詳細な解析の適用性並びに簡易な判定法の考察を行い、液状化性地盤の動的強度の表現法並びに盛土の安定に及ぼす地盤条件の影響について検討している。

第4章では、液状化性地盤の現地調査法の内、主として既往のサウンディング等によらない比較的新しい方法のいくつかの試みとして、発破振動法や振動式貫入試験法、大孔径サンプリング法等によるケーススタディの例を述べる。さらに、液状化性地盤の現地調査法として多用されている標準貫入試験の結果の利用に際して側方応力の影響を考慮すべきことを実験的に示している。

第5章では、液状化性地盤の改良工法の効果を調べた試験例について述べる。

最後に第6章では、以上の各章における結論を要約する。

## 1-2 既往地震に見た土構造物と液状化

どのような諸条件のときに液状化が生じたか、又、構造物にどのような影響を与えたかは、新潟地震以降、各地震の被害調査時に現地で詳細に調べられるようになってきている。又、液状化現象が力学現象として明確に理解されていなかったそれ以前の地震においても、震害調査報告書を丹念に読み返すと、液状化現象として理解される現象が数多くあることが、いくつかの調査にとりまとめられている(1,2,3)。又、最近液状化現象の諸側面についてとりまとめた一連の解説もある(4)。筆者は、ここ10年余りの間に、何度か地震被害調査に加わったことがある(5,6,7)が、その中で液状化に直接関連した現象を見聞したのは、1978年伊豆大島沖近海地震及び同年の宮城県沖地震のみである。ここでは、これらの実際に見聞した現象に加えて、新潟地震も含め、それ以降のいくつかの地震被害調査報告に見られる液状化現象の諸相について簡単に述べる。ここで特に焦点を当てたのは、次章以降の各章で対象としたいいくつかの土構造物に影響を与えた液状化の実例や液状化を防止した対策工、液状化地盤に用いられた調査手法等である。



### 1-2-1 土構造物に影響を与えた液状化の実例

新潟地震（1964）においては、信濃川、阿賀野川等の現河床および旧河床部で、液状化に伴う多くの被害が生じた。社会的に広く注目を浴びたのは、昭和大橋の落橋を初めとする橋梁や川岸町県営アパートの倒壊、他の数多くの鉄筋コンクリート建物の被害等である。河川堤防、道路盛土及び鉄道盛土等の土構造物は、亀裂、陥没、法面すべり等の被害を受けた(8)。これらの被害は、旧河床や破堤箇所等の部分で特に被害が著しくなっており、被害の原因は盛土自体よりむしろ軟弱な基礎砂層の液状化にあったと考えられている。例えば、阿賀野川下流部の堤防・護岸の被災は、旧川締切箇所や過去の破堤箇所に集中したと言われ、中でも左岸下山地区においては、延長 2400 m にわたり全面的に本堤天端、のり面、のり尻等に幅 30~50 cm、深さ 0.5~2.0 m の亀裂が 3~4 条堤軸に沿って天端全幅にわたって入り、ひどい所は断層状を呈した。同様の被害は、旧信濃川、最上川等において広く生じた。阿賀野川右岸河口部の松浜地区のパラペットウォールを有する特殊堤もかなりの被害を受け、各所の伸縮継手にくい違いが生じた。類似の水利構造物として、新潟港等のコンクリート矢板式岸壁や控え杭式矢板護岸等は全面的に水没する被害を生じた。これらは、地盤の液状化に基く地盤反力の激減によるものと考えられている。

特殊な例として、盛土砂自体が液状化を起こし、高さ 7 m の鉄道盛土が長さ 150 m にわたって崩壊し、流出土の末端が線路中心から 115 m の遠方に及んだ例がある。

広義の土構造物の一種として、マンホールや地下道のような地中構造物も地盤液状化による被害を受けた。マンホールのような軽量構造物は、液状化に対応する過剰間隙水圧の上昇のために浮上したものが多く報告されている。新潟駅や白山駅の旅客地下道は、隆起と沈下による不陸を生じ、施工継手箇所はくい違いを起こして破損した。この開口部から地下水と土砂が流入し地下道を埋没したが、周辺の噴砂性状等から見て、地盤液状化がこのような大被害に結びついたものと考えられる。

十勝沖地震（1968）においても、旧河道上の河川堤防や、港湾岸壁、埋立地の地下貯水槽等の地盤液状化に基く被害が見られた(9)。さらに、被害を受けたいくつかのアースダムや、ガケ崩れ箇所においては、堤体の微砂分を多く含んだ火山灰質ローム土や自然斜面のシラスの液状化現象がその原因と想定されている。

港湾岸壁における小規模な液状化は根室半島沖地震(1973)においても見られたが、岸壁に多大の被害を生ずるものではなかった(10)。

その他の、比較的山岳地域を襲った大分県中部地震（1975）、伊豆半島沖地震（1974）、伊豆大島近海地震（1978）においては、対象地域に沖積地を発達させるような大規模な河川もなく、通常の液状化現象は見られなかった。一つの例外は、伊豆大島近海地震において、持越鉾山からの鉾滓堆積場の一つの扞止堤が 2ヶ所において決壊するという被害が生じた(11)が、これは堆積した鉾滓の液状化に伴う過大な土圧が堤体に作用し崩壊したものと考えられている。地震直後の試料採取による粒度分析結果や、高含水比で流送され、その後の圧密もほとんど期待できないという堆積環境から見て、液状化しても不思議ではない状態と考えられた。もう一つの例外は、直接的な液状化ではないが、伊豆半島沖地震において、地下水位以上でゆるく埋立てられた入間地区の砂地盤において 3~10cm 程度のゆり込み沈下が生じ、多くの木造家屋に亀裂を与えるという現象が生じた(6)。この地盤は地下水位が低かったために、液状化には至らなかったものである。

新潟・十勝沖地震以来、大きな沖積地を含む地域を久しぶりに襲った宮城県沖地震（1978）においては、



各地において液状化現象を示す噴砂が観察された(12)。この地震における土構造物の被害が顕著であったものは、河川堤防と造成宅地であった。この後者の被害は、液状化に起因するものでないことは言うまでもない。前者の被害は、延長距離の長いものとして、北上川、吉田川に沿うものが顕著であり、局部的なものは、江合川、名取川、鳴瀬川に沿って見られた。さらに、噴砂等により周辺地盤に液状化の生じたことが確認された箇所も多い。しかし、両者の相関については、必ずしも一定ではない。明らかに旧河道敷側へ堤防を付替えた所（北上川橋浦地区、江合川地区等）や、旧河道を横切って築堤した箇所（鳴瀬川地区）においては、周辺で噴砂の生じた跡が必ずしもなくとも、被害は大きかった。一方、噴砂の跡が見られても堤体被害は僅少の所（旧北上川筧入地区、江合川和渕地区等）もあり周辺地盤の液状化と土構造物の被害との関係は未だ一義的に関連づけ難い段階である。又、特に被害の大きかった吉田川山崎地区においては、築堤時にもすべり出し、沈下等の事故が相次ぎ、施工上の困難箇所であった。これは、浅層部に堆積した軟弱粘土地盤によるものである。施工後の堤体沈下量と1978年の地震時被害の相関は明確ではない。この被害を表層近くの砂質土層の液状化に帰することも可能であろう。さらに、江合川地区では、1962年の宮城県北地震によっても堤体に被害のあったことが報告されており、再液状化の事例を示すものとして興味深い(13)。

さらに、1983年の日本海中部地震では、その被害は津波によるものと新潟地震の場合にも匹敵する広範囲で生じた液状化現象とにその特徴があった(14)。盛土構造物としては、八郎潟干拓堤防を初めとして、岩木川下流部等の堤防や道路盛土で基礎地盤の液状化による堤体亀裂・陥没等が生じた。この中には、原因が液状化によるものと思われるものの、その被害が地震中ではなく、地震動終了後ある程度時間が経過してから生じたと考えられる能代南バイパス道路盛土の例もある(14)。又、地下オイルタンク・地下浄化槽・電話線のマンホール等の見かけの比重の小さい地下埋設物が浮き上がる被害が見られた。

以上、我が国における比較的近年の被害地震における地盤液状化とそれに伴う土構造物の被災事例の概要を述べた。これらは、断片的なものではあるが、液状化に伴って各種土構造物にどのような被害が生ずるかを教えるものである。これらの様々な液状化に伴う(土)構造物の被害の機構及び形態をまとめると表1.2.1のようになる。

堤防等の盛土構造物と地盤条件・地震動との定量的な関連については後に第3章において考察する。

表1.2.1 液状化に伴う(土)構造物の被害の機構及び形態

地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>・間隙水圧上昇に伴う噴砂・噴水・地表面亀裂</li> <li>・間隙水流出に伴う沈下</li> <li>・傾斜地盤の流動</li> </ul>
盛土	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地盤支持力の低下による地盤の変位又は流動(著しい変位をいう)に伴う盛土の亀裂、陥没、のり面すべり、沈下</li> <li>・盛土本体の流動(盛土の含水比が高い場合)</li> </ul>
矢板・ダム等	<ul style="list-style-type: none"> <li>・水平抵抗力の低下乃至は水平土圧の増加に伴う水平移動</li> </ul>
構造物基礎・地中構造物	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地中構造物の移動、特に継手部の損傷、地中構造物への地下水・土砂の流入</li> <li>・軽量地中構造物の浮上り</li> <li>・鉛直支持力低下に伴う重量構造物・基礎の沈下、不等沈下</li> </ul>

### 1-2-2 液状化防止対策工の実例

前項において、主として土構造物に影響のあった地盤液状化の比較的最近の事例を述べた。この一方、これらの地震において事前に何らかの対策工を施していたために構造物の被害を僅少に抑えた事例もいくつかある。これらの事例はすべて土構造物に対するものではないが、以下にいくつかの事例を述べる。

新潟地震時の新潟地方における例：新潟駅移転計画において、標準貫入試験等の結果表層 12 m はきわめてゆるい砂層であって、地耐力の点から見ると十分な強度は有するが、沈下量で見ると地耐力は不足し、何等かの補強を必要とすることが分かった。またこのゆるい砂層の間隙比は、せん断試験によって求めた限界間隙比とほぼ一致することから流砂現象（液状化現象）のおそれが十分あり得ると言う結論に達した。それで地上 4 階地下 1 階の駅本屋の基礎底面から -12 m の支持層までのゆるい砂層を締固めると共に、建物荷重を支持層に確実に伝達するために、末口 22.5 cm、長さ 7.5 m の松丸太を 1.5 m 間隔相当で打設した。この結果、駅本屋はほとんど被害がなかった(15)。次に東北電力新潟火力発電所の煙突（頂部外径 4.88 m、底部外径 7.68 m、高さ 70 m の鉄筋コンクリート造り）の深さ 5.4 m、底面直径 23 m の鉄筋コンクリートフーチングは、その外周を長さ 6 m のシートパイルで囲まれ、その内部を長さ 6 m、直径 12 cm の木杭打込みにより締固められていて、地震による被害は生じなかった。同発電所の重油タンク（直径 45 m×高さ 13.70 m）2 基は、原地盤より深さ 4 m のバイプロフローテーション工法による地盤改良を行ない、さらに砂と碎石の互層による厚さ 3 m の転圧が行なわれていた。これらのタンクは、満油状態の重油の油面動揺により屋根の一部が破損したが、タンク本体には 30~60 mm の沈下を生じた程度であった。又、日本石油新潟精油所における多くの石油タンクのうち、バイプロフローテーションによって砂地盤を締固めたものは、まったく無被害であった(16)。

十勝沖地震においても、八戸の製紙工場において新潟地震での経験を踏まえてバイプロフローテーションを施工し、かつ、支持層までくいを打込んだところでは、被害はほとんど皆無であったこと、又、バイプロフローテーションだけを施工し直接基礎としたところでも、僅少であったことが報告されている(17)。

宮城県地震においても、周辺地盤が液状化したにもかかわらず、サンドコンパクションパイルで地盤改良をした上に施工した石油タンクについては被害がほとんどなかった例が報告されている(18)。

以上の液状化防止対策工の例は、土構造物に対して適用されたものでないこと、並びにその多くが砂地盤の密度を向上することにより液状化の防止を図る締固め工法に限定されていること等の点で得られる知見は少ない。しかし、このような締固め工法により地盤の強度がどのように増加するのかということや、締固め工法以外の対策等は大きな研究課題である。本研究では第 5 章において、液状化性地盤における地盤改良に関する試験について述べる。

### 1-2-3 液状化地盤の調査方法

液状化地盤は、噴砂の痕跡、地盤沈下、軽量埋設構造物の浮上り等によって表面的に観察することが可能である。しかし、さらに、地盤内部においてどのような状態の場合に生じたかを調べることは今後の液状化の予測方法の確立のために重要である。ここでは、実際に地震時に液状化を生じた地盤あるいはそれと対比される地盤の調査において用いられた方法を述べる。

地盤の調査法には、現地調査・室内試験をあわせ、目的、調査の段階、要求される精度等によって種々の方法がある。数次に及ぶ調査の極く初期の段階の資料調査や現地踏査の次に幅広く地盤の概査法に用いられる方法として標準貫入試験がある。これは、粘性土から砂質土、レキ混り土まで幅広く用いられると同時に、乱された状態ではあるが、地盤から試料を採取することができ、地層の分類にも用いられるという特徴がある。標準貫入試験は、新潟地震において液状化被害を生じた地盤、特に種々の程度の被害を生じた建築物の地盤で行なわれていたために、被害との相関関係の調査や地震後の調査結果との比較等が詳細になされた。その結果として、標準貫入試験結果が、液状化に伴うと考えられる建築物被害との関係をよく表わすことが見出され、その後、砂地盤の液状化調査・判定に幅広く用いられるようになった(19)。

しかし、標準貫入試験のみが、液状化地盤調査法として用いられてきたのではない。例えば同じ新潟地震において、阿賀野川、信濃川や最上川等の河川堤防の被災と地盤の相関との調査のためにスウェーデン式貫入試験やオランダ式貫入試験が実施された。この内、最上川水系の被害箇所地盤は粘土質の軟弱地盤であった。また、両者の方法とも、それらの大小は、地震時被害とかなりよく相関がありそうであることが報告されている(20,21)。その後の十勝沖地震等においても、標準貫入試験結果が液状化に対する地盤の良否の評価にほとんどの場合用いられている。スウェーデン式やオランダ式貫入試験は相対的に余り用いられず、又、用いられるときも、N値との実験的關係を用いてN値による評価を間接的に行なうことを目的としたものが多い。これら以外にも、その後、不攪乱試料の採取法等が開発されるようになったが、それらは、かなり年月が経った後も液状化被害を生じた歴史的な地域として、新潟地方の地盤等に適用されてきた(22,23)。又、より高品質の不攪乱試料を採取するために砂地盤の一部を現位置で凍結して採取するという方法も開発されている(23)。このように、液状化地盤の原位置調査法としては、標準貫入試験が主流として行なわれてきたが、それが唯一のものではなく、現実に又は研究的に他の様々な手法の開発が試みられている。本研究の第4章においては、このような試みのいくつかの例及びそれらの適用性について述べる。

## 第2章 土構造物に及ぼす液状化の影響に関する実験的研究

### 2-1 ま え が き

既往の多くの被害事例から、盛土等の土構造物の地震時被害には地盤の液状化現象が大きく関連し、地震時に地盤の液状化が生ずると、多くの場合において、盛土等にも著しい被害が生ずると言えよう。とはいえ、現実の地盤・土構造物の条件は不均一であり、また地震動条件も不明確であり、現象のメカニズムを詳細に把握するためには、積極的に地盤・盛土・外力条件を制御し、それらの諸条件の影響を調べるための実験的な研究が必要となる。このような研究によって、現象の細部におけるメカニズムを明らかにし、被害の予測や設計手法の確立に有用な結果を得ることは重要なことである。本章は、このような観点から、室内模型振動実験に基いて土構造物にからんだ地盤の液状化のメカニズム及び土構造物に及ぼす液状化の影響を明らかにすることを目的とする。

#### 2-1-1 従来の研究

液状化に関する従来の研究を室内実験手法から見ると次のようである。初期の研究(主として1960年代前半から後半まで)は、小型土槽に詰めた飽和砂層を一つの縮小された模型地盤と考えて振動台で加振し、そのときの砂層の性状を観察し、液状化の発生の有無と加振加速度とを直接結びつけることを試みたり(1,2),あるいは液状化発生後の安定過程に着目したもの(3,4)が多かった。これらの研究によって、砂層がゆる詰めかあるいは加振力が十分大きいときには振動によって過剰間隙水圧が急激に発生し、その結果支持力が低下し液状化に至る、また、この過剰間隙水圧はその後次第に逸散し砂層は圧縮し安定化することが明らかにされた。しかし、このような方法においては、土槽の寸法の影響や加振外力が砂の構造骨格に与える力学的意味等について定量的な評価が不十分であったため、一般には汎用性のある結果を得るには至らなかった。その後の多くの研究(1960年代後半から現在まで)では、土の供試体に動的载荷を与えることのできる試験機器の開発・整備が急速に進むにつれて、地盤内のある深さにある土の要素を想定した供試体について三軸その他の試験機により繰返しせん断を行ない液状化特性を調べるようになった(5,6,7)。これは、地震時に地層表層近くで卓越する波がせん断波であるとしたもので、さらにこれらの試験は、地震の作用時間が短いことから、通常非排水条件として行う。このような非排水繰返しせん断試験の結果として、理想化された状態での砂の個々の要素としての液状化特性はかなり明らかにされてきた。又、これらの室内試験結果を実際の地盤被害例に適用したものもかなり見られるようになり(8,9),いずれも十分な精度で現象が説明できたとされており、基本的にこのような考え方(地震中の応力状態を非排水せん断状態とし過剰間隙水圧の発生およびひずみの進行過程に注目する方法)が正しいことを示していると考えられる。しかし、その一方でこのような室内実験結果を現地に適用する場合の問題点として次のような項目が挙げられる(10)。

- (1) 現地盤での応力条件( $K_0$  圧密, 初期せん断応力等)と室内せん断試験(特に多用されている三軸)での応力条件の差異の影響。

- (2) 地盤内の地震時応力の推定。
- (3) 不規則な地震動に対する応答と一定応力振幅制御せん断試験の関連。
- (4) 室内せん断試験結果と現地盤強度との関連。
- (5) 地盤上あるいは地盤中に建設された構造物が地盤の液状化に及ぼす影響。
- (6) 地盤が（完全に、あるいは不完全に）液状化した場合に構造物に及ぼす影響。
- (7) 地盤は個々にはせん断試験の供試体となるような土要素の集合であるが、それぞれの間の影響（液状化進行過程において隣接する要素間の間隙水圧の伝播）。
- (8) 過剰間隙水圧が発生した場合、間隙水は一部流出することによって過剰間隙水圧を逸散し安定化する。  
この流出によって地盤は圧縮され、地表面には沈下量として現われる。沈下量が大きい場合には、一般に不等沈下も大きくなり構造物に悪影響を与えるので、このような沈下量の推定が重要である。
- (9) 個々の要素の液状化、変形挙動が全体として土構造物に与える影響。

これらの項目の内、(5)～(9)は模型実験の手法が適した分野であると考えられる。

本章の各節（2-2～2-5）では、上述したような背景から各種土構造物の振動時安定性に及ぼす液状化の影響を把握するために実施した種々の模型振動実験について述べる。実験模型は、水平地盤、盛土、水中盛土、沈埋トンネル・掘割道路等になぞらえられる地中・半地下の埋設構造物を想定して定めた。各模型とも、まず大型振動台を用いた実験を実施している。さらに、盛土及び埋設構造物に対しては大型模型振動実験による概括的な挙動把握から派生した諸問題をより明らかにするために、小型模型振動実験を追加して実施し考察を行なっている（2-3、2-5）。これらの内、大型模型振動実験は、科学技術庁国立防災科学技術センターの大型振動台を用いて行なったものであり、実験の考え方・方法には共通する点が多い。したがって、以下では、まずこのような大型模型実験の意義を、次いで、共通する実験模型の製作法及び振動実験法を述べ、その後各章において、各模型ごとの実験及び考察を述べる。

## 2-1-2 模型振動実験の意義

土構造物の耐震性に関する研究を進める上で基礎となる論拠として「理論」と「経験」を設定することができる。しかし、このような分野においては、言うまでもなく、理論は経験の所産であり、現場や実験室における土構造物や土の挙動を集合・抽象化して、現象をできるだけ統一的に説明できるような解析法やそれに用いる物理定数の求め方として作り上げられてきたものである。このようにして、ある分野に対して一応の理論構成ができると、それを基本に、あるいは若干の仮定を追加することにより、半演繹的に推論が進められるようになることはしばしばあることである。このような議論の進め方、研究の方法は理論的方法と呼ばれる。

一方、上述した既往の力学理論を無視するわけではないが、入手可能ないくつかの事象の集積から一般的な現象を帰納的に推定する方法もありうる。この事象の集積方法としては、既往の被災例等の事例の集積を行う方法や現実の地震動の代りに人工的な振動台加振を用いた模型実験の方法がある。筆者は、模型実験の意義及び限界について以下のように考えている。

振動台を用いた模型振動実験の主目的は、現実の地震による被災例に類似した現象を人工的に再現し、例

えば、破壊に及ぼす外力等の影響やメカニズムを把握することであり、次のような特徴がある。

- (1) 現実には複雑な地震動の影響及び土構造物・地盤の土質の不均一性を簡略化し、単純な条件に置換えることができ、破壊形態や破壊限界等への影響因子を明確に把握することができる。これは、長所である一方、現実の構造物がこのように単純化されたモデルとどのような関係にあるかを評価することが必要である。
- (2) 現実の被災土構造物では通常知ることのできない破壊前の土構造物・地盤の土質条件が把握できる、又、外部からの入力振動条件及び加振に伴う土構造物及び地盤の振動性状について種々の測定を行なうことができ、単純化された状態での動的破壊条件等の理解に役立つ。
- (3) (1)(2)に関して大きな問題は、3次元的な広がりを持つ現実の地震動並びに土構造物・地盤を通常行なわれているような2次元モデルに変換した場合に生ずる境界条件の変化の影響（例えば、地盤厚が現実のものより薄くなるとか、側方拘束があることなど）等を如何に考えるかという点である。

以上のように、モデル振動実験にはいくつかの長所と短所があるが、筆者は(3)のような問題点にもかかわらず、(1)(2)はモデル振動実験が有する大きな長所と考える。モデル実験によって観察・測定されたデータは、種々の解析理論及び用いられる力学定数の妥当性を検証する基礎データとなる。言うまでもなく、詳細な土質調査が付随した被災事例もこのような基礎データとなりうるし、両者は互に排除し合うものではない。

### 2-1-3 モデル振動実験の方法(10,11)

#### (1) 大型模型の場合

##### 1) 振 動 台

振動台は、科学技術庁国立防災科学技術センターの大型振動台であり、表2.1.1のような諸元・性能を有する(12)。この振動台は当時我国において最大の寸法・加振能力を有したもので、土構造物のようにモデルの強度がその重量、したがって寸法の影響を大きく受けると考えられる場合には、できるだけ大きいモデルによる挙動観測が望ましいと考え一連の実験に用いたものである。

表2.1.1 振 動 台 仕 様

加 振 台 寸 法	15m×15m
重 量	160t
最大搭載重量	500t（水平）、200t（鉛直）
固有振動数	40cps
最大加振機出力	360t
加 振 方 式	水平、鉛直切換方式
最 大 振 幅	±30mm
最 大 速 度	37cm/sec
加 振 波 形	正弦波、不規則波
周 波 数 範 囲	0.1～50cps
駆 動 方 式	電気油圧式
加 振 機 台 数	4 台（水平）、4 台（鉛直）

## 2) 土 槽

実験に用いた土槽は、各模型ごとに少しずつ異なるが、概略の寸法が、加振方向長さ 8～12 m、奥行長さ 2 m、高さ 2～5 m である型鋼補強を有する鉄製土槽である。

## 3) 模型の製作方法

模型の主体をなす地盤や盛土はどの場合も、千葉県浅間山から採取された山砂であり、この山砂部分の施工法は次のようである。

土槽の底部には模型に下方から必要に応じて一様に給水するため層厚約 10 cm に 6 号碎石を敷き詰め、さらにその上に荒目の透水性の合成織布を敷いた。この透水層を通じて土槽外部の給水パイプから給水することができる。模型の材料は、屋外に放置した湿潤砂であるが、これを土槽内へベルトコンベアにより投入した。投入した砂は、層厚 20～50 cm 毎に敷均した後、人足足踏み又は小型バイブロランマーにより締固め、模型全体としてできるだけ一様な密度になるようにした。敷均し、締固め毎に、模型の密度・含水比をコアカッター法により採取した試料について測定した。用いたコアカッターは押込み深さ 10 cm のもので、各層の仕上面から押込むのを標準とし、さらに各層厚の中間深さまで仕上層を掘返しその深さからコアカッターを押込み試料を採取した場合もある。これは、各層の深度方向の密度のばらつきを調べるためのものである。模型全体の均一度を評価するために、模型全体ができ上がった後に、又、後述する水浸や加振階段の終了ごとに、単管ポータブルコーン貫入試験を行なった。上述のような段階的な模型の製作過程において、振動実験時に模型の振動挙動を測定する加速度計、間隙水圧計、変位計等の埋設を行なった。さらに後述する模型実験の一部においては、実験に伴う模型の変形が目視可能なように、土槽の前面の一部に透明アクリライト板を用い、模型製作中に模型と透明板との間に水平及び鉛直の格子状に石灰を入れた。

以上が、模型の製作法であるが、後述するように、このような状態で模型の振動数応答特性を調べる共振実験を行なった後、前述した給水パイプにより模型の下部から給水し地盤部又は盛土部まで水浸させ、次の段階の実験を行なった。このような方法により水面下の地盤部を現実のような飽和状態にすることを期待したわけであるが、後述するように完全飽和は達せられなかったようである。より飽和度を高める方法として、土槽中に先にある程度の水を張っておいて砂を投入する方法も考えられたが、このように大規模な模型を所定の形状に製作し、数多くの計測器を埋設するためには、このような方法がやむを得ない方法であると判断した。

## 4) 加 振 方 法

一連の模型実験において採用した加振方法は次の二通りである。一つは、比較的小さい一定台加速度の正弦振動を振動数を順次変えて加振し模型の共振曲線（振動数応答曲線）を求める実験である（共振実験と称した）。目標加振条件として台加速度は 10, 20, 40 gal の内 2 レベルを設定するのを通常とし、振動数は 1～24 Hz を標準的には 1 Hz きざみ、共振点付近では 0.5 Hz きざみで変化させ、加振時間は各振動数共 20～30 秒間程度とした。他の一つは、模型に破壊が生ずる可能性のあるような加振方法として、一定振動数、50～100 gal 程度以上の一定台加速度（過渡区間があるが）の正弦振動を一定時間与える実験である（破壊実験と称した。但し、すべての実験で破壊が生じたわけではない）。標準的な加振



条件として多く用いたものは、台加速度は 100, 200, 300 gal, 振動数は、低加速度レベルの共振実験結果から推定した 1 次共振点 (8~12 Hz 位) 又はそれを下回る一次振動数として 5 Hz を採用し、加振時間は 30 秒程度を標準とした。このような加振方法について言えば、振動台自体は実地震動加振も可能であったが、その場合、波形の選択の基準、並びに観測値の解釈の困難さがあると考えられたため、模型実験の主たる意義を解析法及びそこに用いられる物理定数の検証と考えて、結果の整理の比較的容易な正弦波加振を採用した。

#### 5) 測定項目・測定方法・データ処理法

実験において測定した項目・方法は次のようである。

(i) 振動台の水平加速度、模型の水平・鉛直加速度：ひずみゲージ式加速度計による。

(ii) 模型の水浸地盤内の間隙水圧：差動トランス式間隙水圧計を多く用いた。

(iii) 模型の沈下、地盤の水平変位：摺動抵抗式伸縮計による。

(iv) 模型内埋設物体や土槽に作用する土圧：ひずみゲージ式土圧計による。

(v) 模型内埋設物体に生ずるひずみ：ひずみゲージによる。

(vi) 模型全体の変形：外形状及び石灰の格子線の測量による。

(i)(ii)(iv)(v)の記録はアナログ・データレコーダに行ない、実験後にペン書オシロに再生して読取り、又は、ミニ・コンピュータにより、振幅やドリフトを算定した。(iii)の記録はペン書オシロに行ない、実験後に目視で読取った。

#### (2) 小型模型の場合

##### 1) 振 動 台

振動台は、建設省土木研究所ダム耐震実験施設に設置されている 4 m×4 m の振動台を用いた。表 2.1.2 に振動台の主な仕様を示す。

表 2.1.2 振 動 台 仕 様

振 動 台 寸 法	4 m×4 m (自重13.5tf、鋼板溶接箱構造)				
最 大 載 荷 重 量	40tf				
最 大 変 位 振 巾	水平方向±100mm、鉛直方向±50mm				
最 大 加 速 度	水平方向±980cm/sec <sup>2</sup> 、鉛直方向±980cm/sec <sup>2</sup>				
駆 動 方 式	電気油圧サーボ方式				
加 振 波 形	正弦波、三角波、矩形波、任意波形				
加 振 方 向	水平一軸、鉛直一軸、水平鉛直二軸				
加 振 器	水平方向	59tf (29.5tf×2台)			
	鉛直方向	109.2tf (27.3tf×4台)			
振 動 数 範 囲	起振可能周波数				100 Hz
	追従可能周波数	水平	0.1	～	20 Hz
		鉛直	0.1	～	25 Hz
	正弦波制御可能周波数	水平	0.1	～	35 Hz
		鉛直	0.1	～	50 Hz

## 2) 土 槽

土槽は、内寸法で幅 250 cm，高さ 60 cm，奥行き 68 cm の鋼製のものを用いた。長手方向側面のうち 1 面が透明アクリル板でできており，模型の変形が観察できる。

## 3) サンドホッパー

均一な地盤の作成のために幅 68 cm，高さ 25 cm で，底部には幅を調節できるスリットが付いたサンドホッパーを用いた。

## 4) 計 測

加振中の計測は，加速度，間隙水圧，地表変位，せん断ひずみについて行なった。これらの記録はすべてデジタル・データレコーダに収録した。

各段階の加振終了後には，土槽のアクリル板側壁に面した模型側面に作成した白色砂によるメッシュの変形を，写真撮影およびトレースにより記録した。また，模型に配置した標点の水平および鉛直変位を計測した。

## 2-2 水平地盤における液状化現象

### 2-2-1 実験目的

既に 2-1 において，通常行われる供試体を用いた室内実験結果を現地に適用する場合の問題点のいくつかを述べた。

ここでは，特に構造物の存在の影響を無視した水平地盤における液状化と，それに伴う沈下に関する基礎的データを模型地盤の振動実験から得，それを用いて水平地盤の液状化及び沈下解析法の考察を行なう。

### 2-2-2 実験概要(10,13)

#### (1) 土槽及び砂層の寸法

実験に用いた土槽は加振方向長さ 8 m，加振直角方向奥行き長さ 2 m，深さ 5 m の補強材を有する直方体の土槽である。砂層厚は毎回約 4 m であり，模式図を図 2.2.1 に示す。

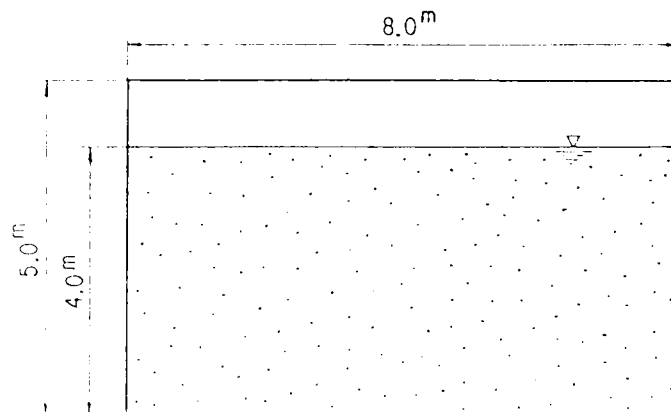


図 2.2.1 水平地盤模型

## (2) 実験条件

主として加振条件に注目した実験条件は、表 2.2.1 のようである。

## (3) 模型の品質管理試験結果

各実験において模型製作時及び実験後に測定した砂層密度及びコーン指数の測定例を図 2.2.2 に示す。各深度での値はそれぞれ 2～4 個の測定値の平均値である。砂層の状態を密度から見ると、各回とも平均的には砂層の上下部にわたってほぼ一様に製作されたように見えるが、測点ごとのばらつきもかなりあることが分る。実験前後の密度変化は明確には見出し難い。コーン指数で見た場合、どの場合も砂層の敷均し及び締固めに起因すると思われる層毎のうねり状のばらつきが見出される。特に小型バイプロランマーで締固めた第 3 回において特に深さごとのばらつきが大きいことが分る。実験後には、このばらつきはかなり少なくなっており、加振及び液状化により締固め時に形成された各層における不均一性が緩和されたことを示している。第 1 回の場合、実験後にコーン指数は増加しており、密度又は側方拘束圧が増大したことが間接的にわかる。この増加の割合は砂層上部程大きく、この場合の液状化に伴う密度又は側方拘束圧増加は砂層上部程大きいことを示している。これは、砂層の 1 次共振点近くで加振したため、砂層上部での繰返しせん断ひずみが相対的に大きかったためと考えられる。

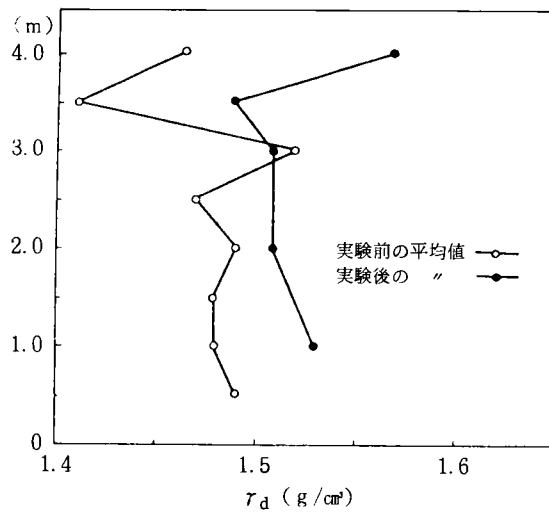
## (4) 計測器の配置

実験において土槽及び砂層内に配置した計測器の位置を図 2.2.3 に示す。

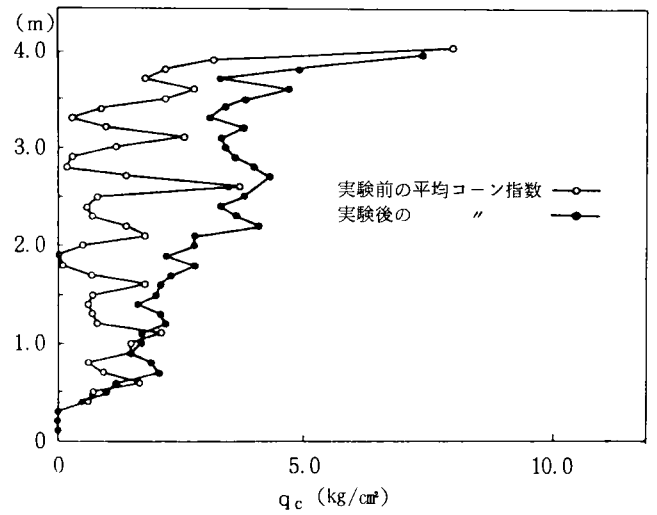
表 2.2.1 水平地盤模型の実験条件

実験 番号	共振実験	破壊（液状化）実験					初期間隙比	締固め方法
	－ 1	－ 2	－ 3	－ 4	－ 5			
1	6.6～12.5 <sup>・1</sup> 1～20 <sup>・2</sup>	37 <sup>・3</sup> 12 <sup>・4</sup> 74 <sup>・5</sup>	61 11 76	138 10 84	274 9 92	0.826	50cm層厚 ごと整地	
2	計測不良	57 12 69	100 11 72	195 10 81	330 9 78	0.735	50cm層厚 ごと足踏み	
3	6.9～18.5 1～20	66 12 93	99 11 88	200 10 103	365 9 85	0.680	30cm層厚 ごとビプロ 締固め	

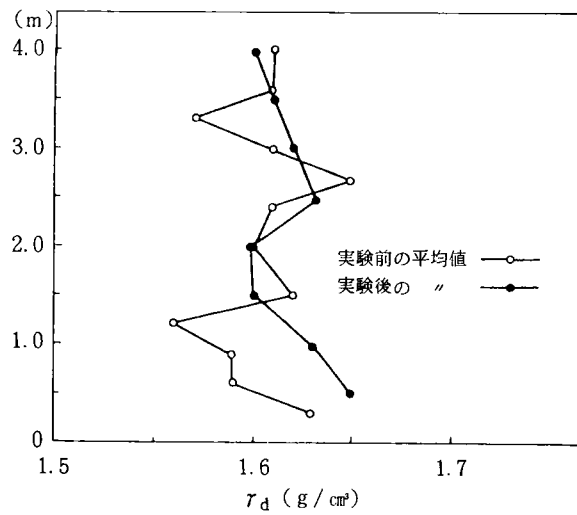
- \* 1 共振実験の台加速度範囲 (gal)
- \* 2 共振実験の振動数範囲 (Hz)
- \* 3 破壊実験の台加速度の定常値 (gal)
- \* 4 破壊実験の振動数 (Hz)
- \* 5 破壊実験の加振時間 (sec)



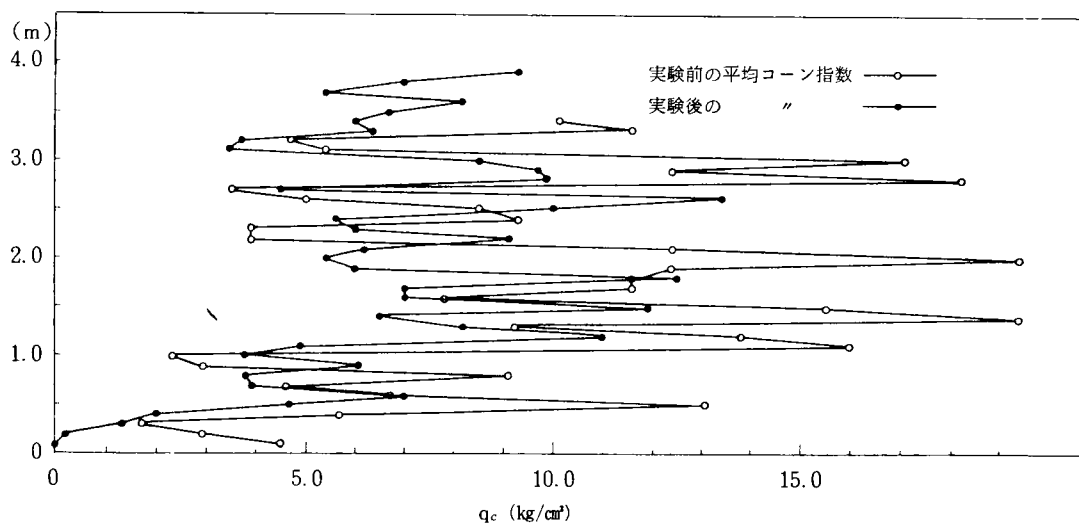
(a)  $\tau_d$  分布 (Na 1)



(b)  $q_c$  分布 (Na 1)



(c)  $\tau_d$  分布 (Na 3)



(d)  $q_c$  分布 (Na 3)

図 2.2.2 模型の品質管理試験結果例

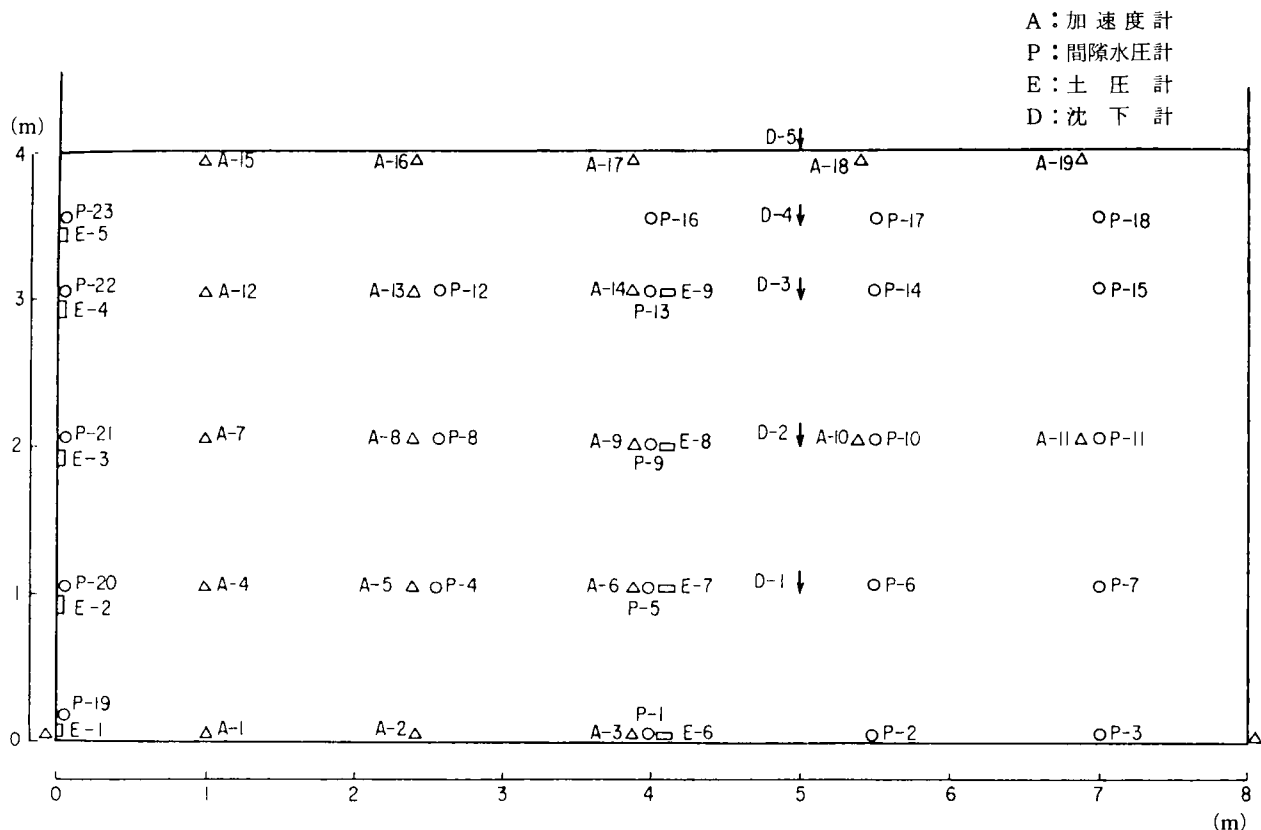


図 2.2.3 計 測 器 配 置

### 2-2-3 実験結果(10,13)

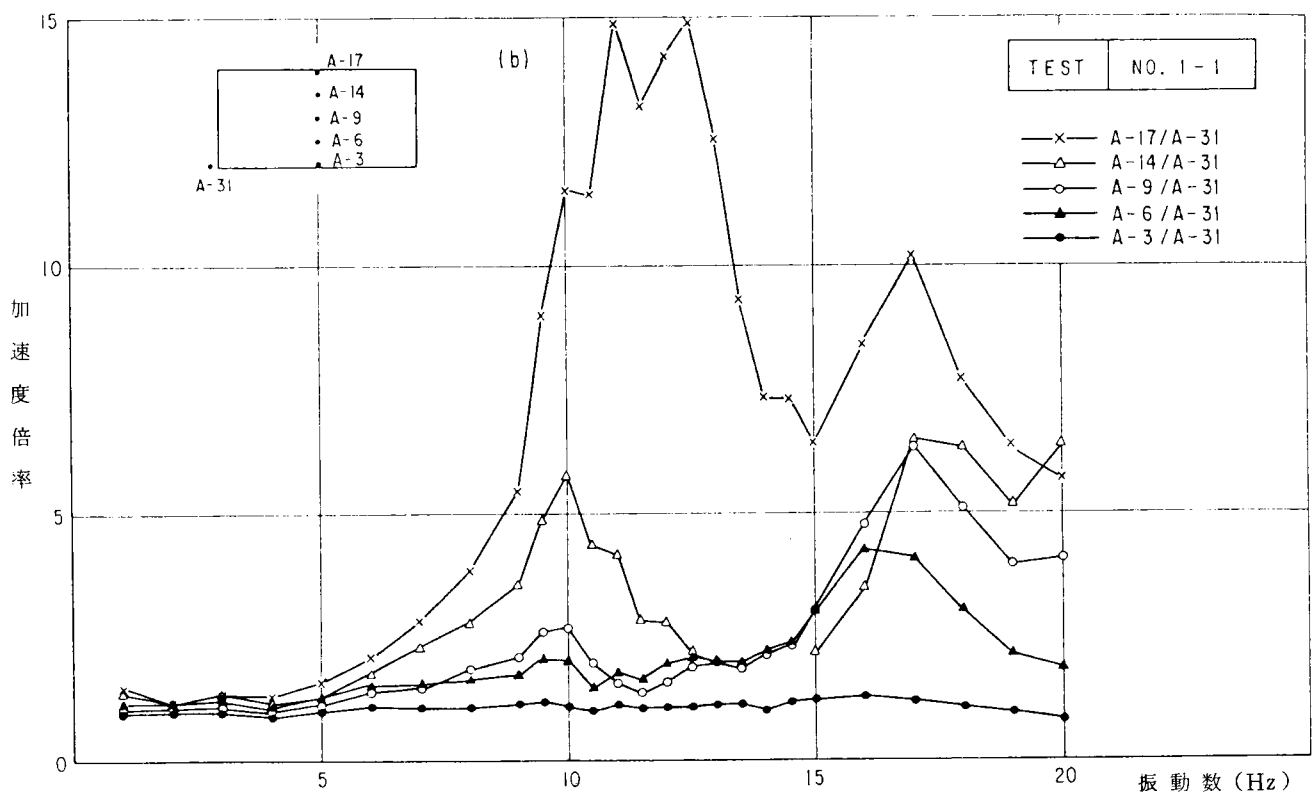
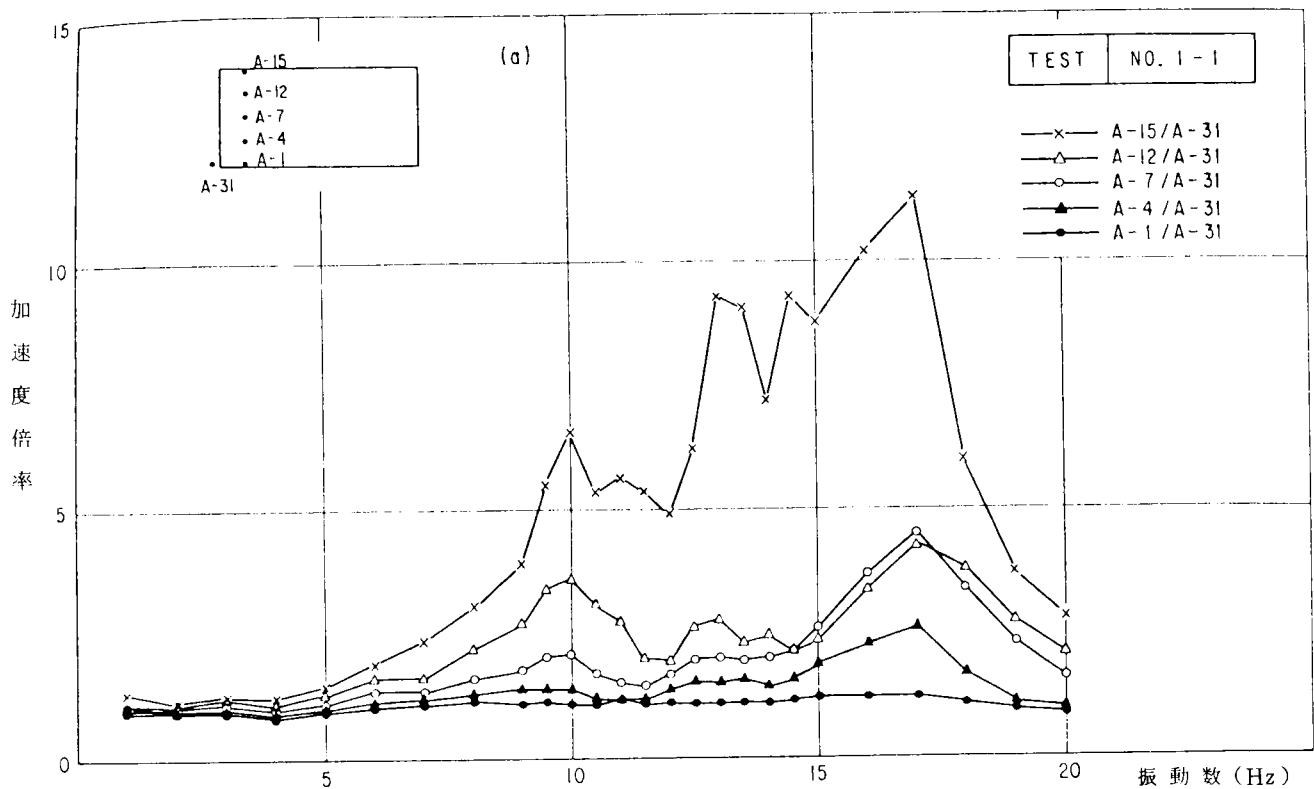
#### (1) 共振実験の結果

共振実験では原則的には加速度のみに注目した。砂層加速度に対する加振振動数の影響を見るために、砂層加速度の台加速度に対する比をとり振動数との関係を調べた共振曲線の例を図 2.2.4 に示す。図において 1 次、2 次の共振点が見られる。1 次共振点における砂層内の加速度倍率の分布性状を図 2.2.5 に示す。土槽端面からの距離が離れるにつれて倍率が大きくなることと、砂層の浅部での倍率が非常に大きいことが見られる。第 1 点は、この土槽内の砂層の振動が厳密には 1 次元的なものではないことを示している。第 2 点は、砂層浅層部では土被りが小さく、砂層の剛性率が深層部に比べて小さいことが推定できる。

#### (2) 共振実験結果に対する解析

共振実験結果は、模型の振動特性を解析するプログラム及び用いる物性の妥当性を検証するためのものであるが、等価線型 2 次元平面ひずみ振動解析 (LUSH) (14) や 3 次元線型粘弾性解析(10)の結果から次の結論に至った。

- 1) 3 次元粘弾性解析によると、土槽奥行方向の前後面壁の拘束の影響はこの砂層の寸法比の場合非常に大きく、共振振動数の実験値にはこの前後面の壁の影響が含まれていることが推定される。したがって、この模型の性状を 2 次元平面ひずみ解析により解析するためには、採用する剛性には奥行方向の拘束の影響を考慮して補正 (割増し) した値を用いなければならない。
- 2) 1 次共振振動数での応答倍率は、浅い所で実測値が極端に大きくなる特徴を示している。これには、



台加速度 (gal)

10.2	12.2	13.2	11.4	11.2	10.7	9.7	8.1	8.6	9.7	6.6	9.0	8.1	10.0	12.5	11.0	8.3	9.0	10.3	10.2
									8.6	9.4	9.7	9.4	10.7	10.0					

図 2.2.4 共振曲線の例 (No.1-1)

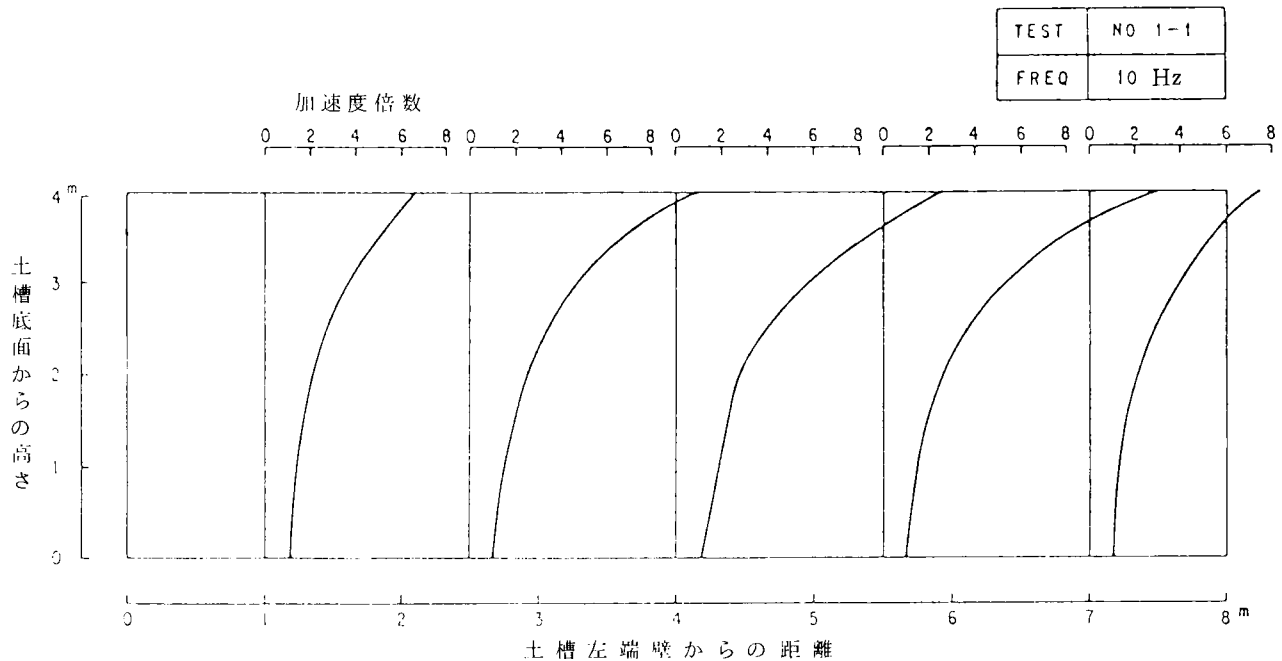


図 2.2.5 加速度倍率分布の例 (No.1-1、共振時)

低拘束圧での砂の変形特性、鉛直振動成分、土槽の拘束度の上下方向の違い等が影響していると考えられるが、現時点ではそれらの定量的な評価は困難である。

このようなことから、後述する液状化解析においては、応答解析の結果を直接用いることはしなかった。

### (3) 破壊（液状化）実験の結果

破壊実験においては、台加速度が大略 40 gal 以上であり、それに伴い砂層の加速度の変化や砂層の沈下が生ずる。この意味において、これらの実験を液状化実験とも呼んだ。砂層の加速度、間隙水圧及び沈下量の変化の測定例を図 2.2.6～8 に示す。加速度及び間隙水圧は測点が多いので原則として両者とも砂層中央の値を示している。これらから次のようなことが分かる。

- 1) 浅い所では間隙水圧の増加速度は大きく、深い所では小さい。これは、共振点付近の振動数加振という浅い所で応答が極端に大きくなる加振法を採用したためであると考えられる。図は省略したが、間隙水圧は、いずれの深度においても、端壁からの距離に関わらずほぼ同一の性状を示している。このことは、図 2.2.5 に見られたような端壁からの距離による振動性状の差の影響は、液状化実験の場合には二次的な意味しかもたないことを示している。実験値のばらつきはむしろ、砂層の間隙比の不均一に起因するものと考えられる。どの深度においても、振動によって増加した間隙水圧はある最大値に達すると振動が継続してもほぼ一定値を保つ。この一定最大値はほぼその点の初期有効上載圧に等しく、有効上載圧はほとんど 0 になる。この状態がいわゆる完全液状化状態である。
- 2) 砂層加速度について顕著な点は、ほとんどすべての実験において砂層上部の加速度は一旦ピークに達した後、急に低下するという性状を示していることである。これは、台加速度が大きいほどその傾向は著しく、深い所まで同様な傾向を示すようになり、上述した過剰間隙水圧の発生と密接な関係がある。すなわち、砂層上部における過剰間隙水圧の増加が相対的に大きいため、過剰間隙水圧がある値より増



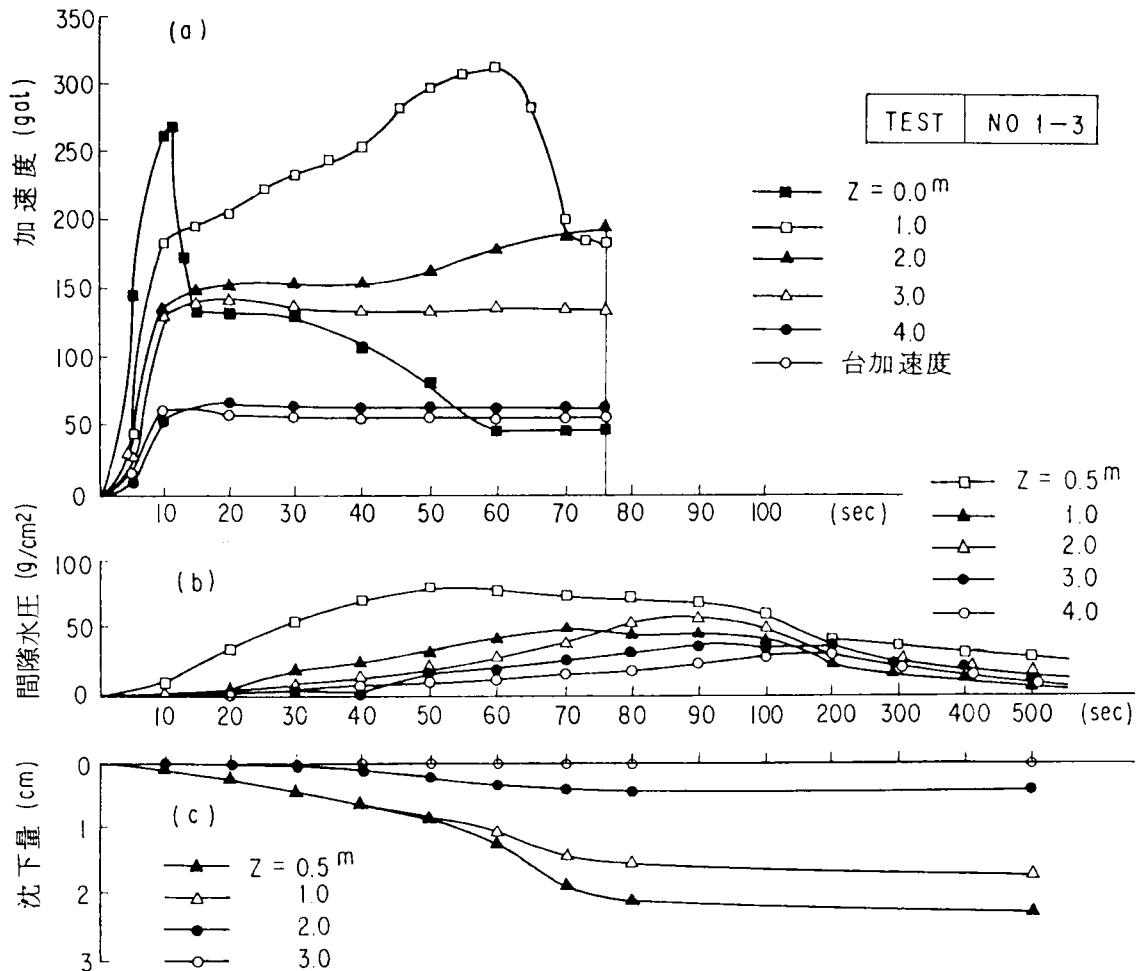


図 2.2.6 加速度・間隙水圧・沈下量の測定結果 (No.1-3)

加すると、有効拘束圧の低下による砂層の剛性の低下（すなわち変形性の増加）が生じ、その結果として砂層加速度の増大現象となるが、過剰間隙水圧がさらに増加するとその層及びその層より深い部分の層のせん断強度が低下し、下方からの振動が上方に伝わらなくなり、砂層加速度の急低下現象が生ずるものと考えられる。この砂層加速度の急低下の後に再び加速度の急増があるが、これは砂層が液状化した後の土槽端壁からの反射波によるものと考えられ、砂層をせん断振動層と考えたのでは説明できない。さらに、その他の理由として、砂層の剛性の部分的変化による砂層全体の振動数応答特性の変化、加速度計を支える周辺砂層のばね特性の低下による埋設物体としての加速度計の周辺砂層との運動の変化等が考えられる。この最後の現象を想定すると、液状化時に測定した砂層内加速度の信頼性ははなはだ低いことになる。

- 3) 次に沈下過程と過剰間隙水圧との関係を見るために、1例として図 2.2.7 の過剰間隙水圧の時間変化を鉛直分布性状に書き直したものが図 2.2.9 である。この図と対応する時間～沈下量関係図 2.2.7(c)とを比べて興味深い点は、例えば 0～40 秒間は底面から 1 m の位置における過剰間隙水圧勾配は下向きで間隙水は下層に流入する傾向にあり、したがってこの位置では沈下よりむしろ上昇が生ずるはずであ

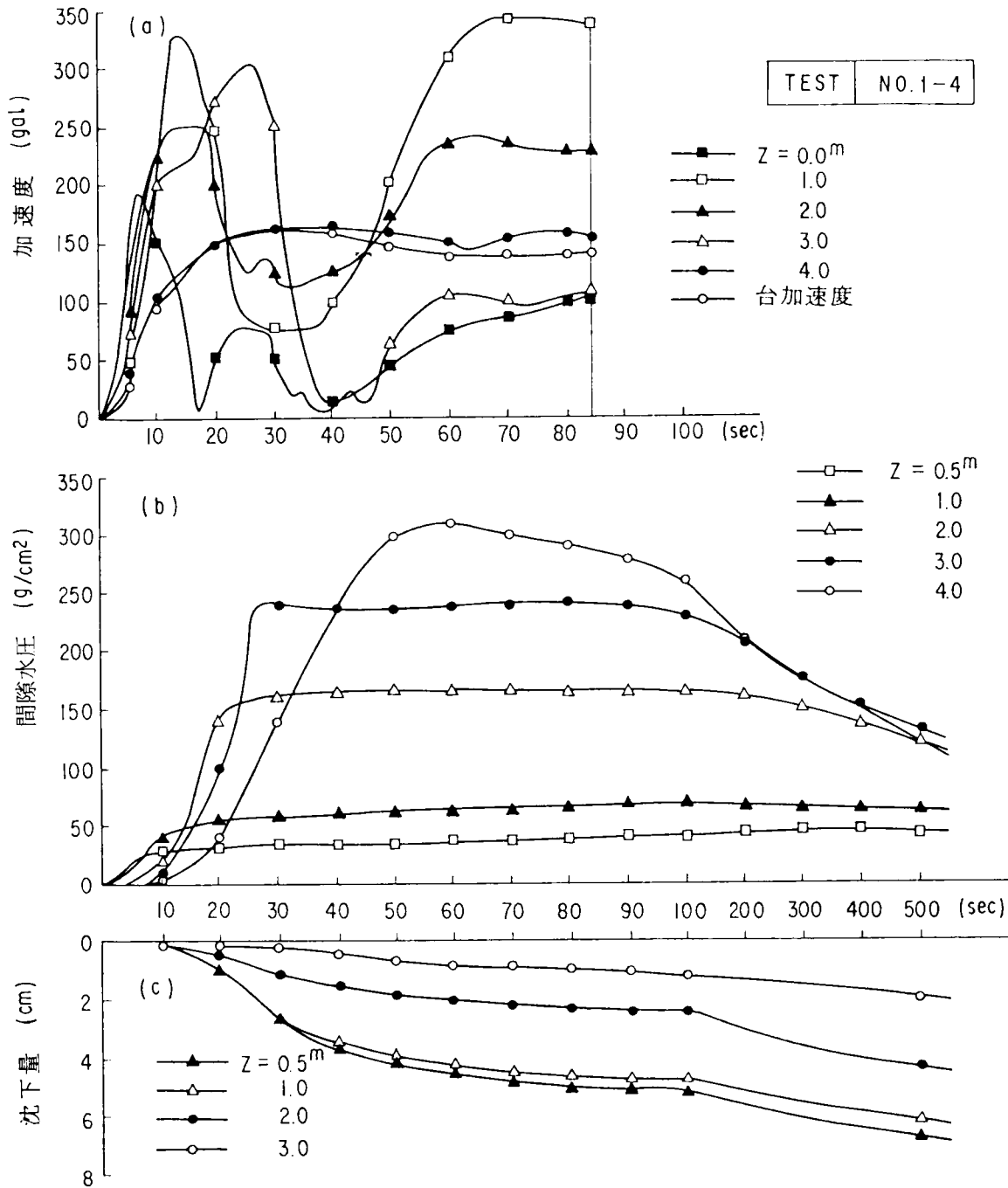


図 2.2.7 加速度・間隙水圧・沈下量の測定結果 (No.1-4)

るが、実際には図 2.2.7(c)のようにこの間にかなり沈下が進行している。これは砂層が完全に飽和していなかったために過剰間隙水圧の発生によって、間隙中の気泡が圧縮されたためと考えられる。このことは、加振終了後に砂層表面の水面が加振前より数 cm 以上低下し、その後再びもとの位置まで回復していることが観察されていることから裏付けられる。なお、砂層の間隙水の飽和度は実験時に直接測定できなかったため、別途に実験時の方法に似せて製作した小型の容器内の砂層についての重量測定法及びコンクリートの空気測定に用いるエアメータ測定によれば、このような方法で製作した砂層の初期飽和度は 75~85%と推定された。

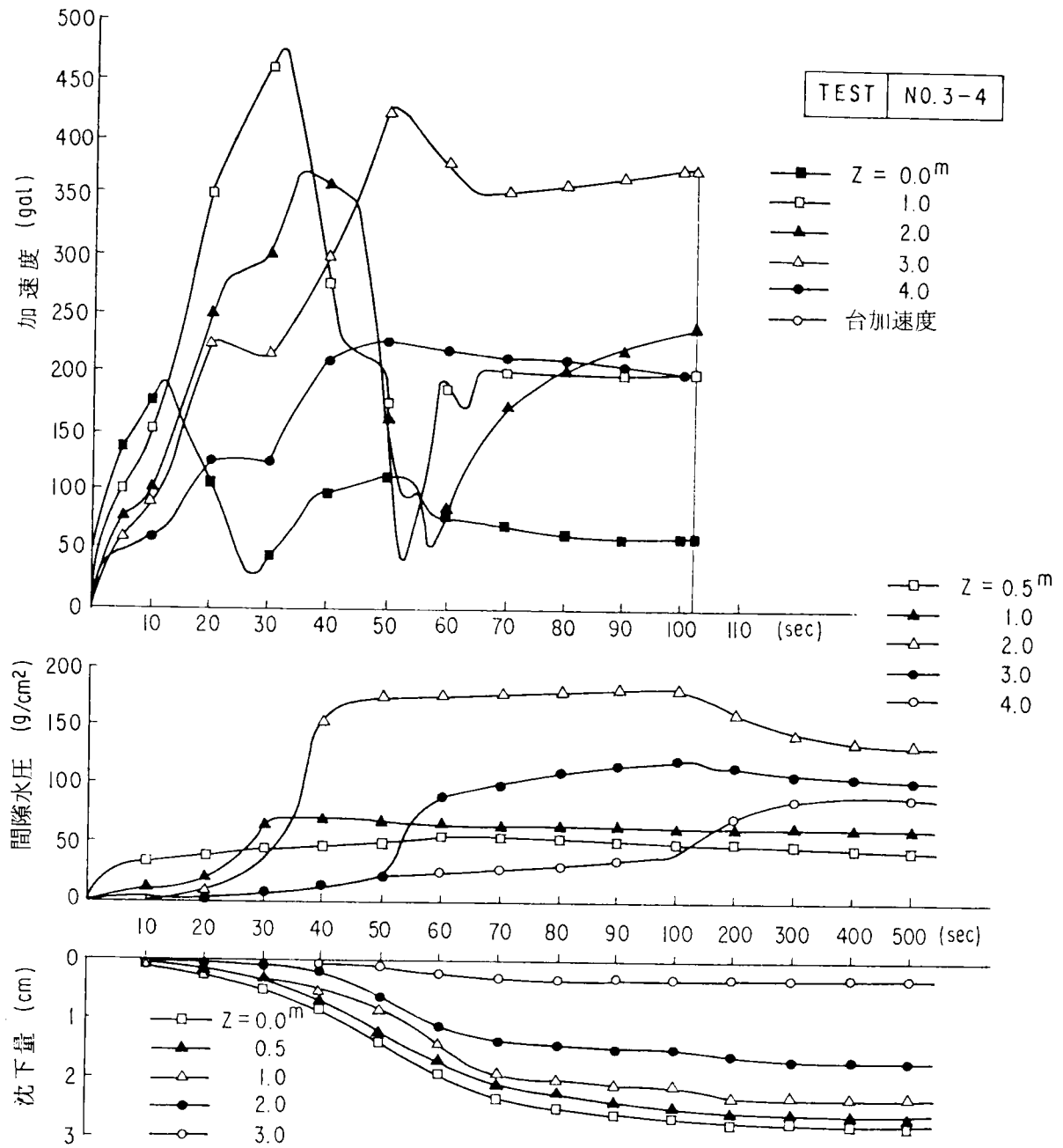


図2.2.8 加速度・間隙水圧・沈下量の測定結果 (No.3-4)

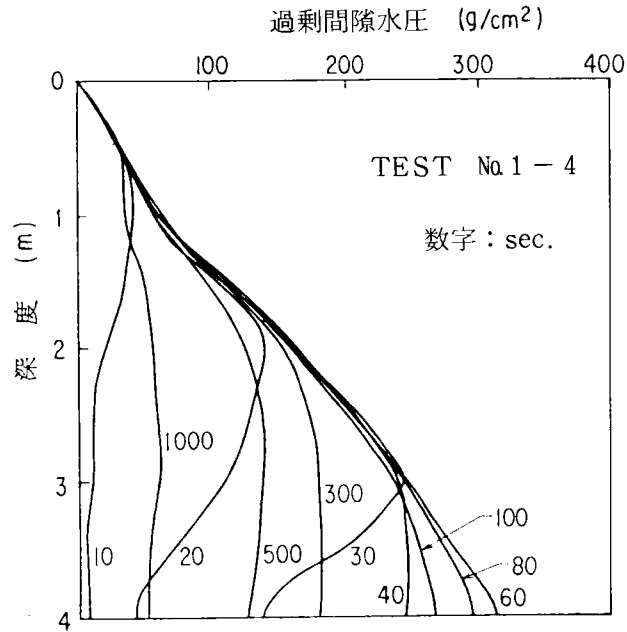


図 2.2.9 過剰間隙水圧の鉛直分布性状 (No.1-4)

#### 2-2-4 水平地盤の液状化現象の解析(10,13)

本解析においては、破壊実験において観察された砂層の液状化・沈下現象を合わせて合理的に説明することを目的とした。

##### (1) 基本的考え方

振動による水浸砂層の液状化現象は、砂層中の過剰間隙水圧によって探ることができ又、沈下現象はその過剰間隙水圧の逸散現象と不可分に結びついている。したがって、地盤の液状化・沈下現象を検討するためには振動による過剰間隙水圧・逸散性状を詳細に検討する必要がある。振動時あるいは振動終了後の砂層中の過剰間隙水圧の変化は、砂層中において振動によって内部的に発生するものと、砂層内を間隙水が流出入することによって増減するものがある。前者は、隣接要素との影響を仮想的に隔離した条件での砂の要素の特性、すなわち非排水繰返しせん断時の間隙水圧の特性と関連があり又、後者は粘土層の圧密時の間隙水圧のように隣接する要素間の間隙水圧の影響、すなわち間隙水の流出入を考慮することによって検討することができる。この間隙水の流出入が砂層全体の沈下量（圧縮量）と密接な関係を有する。厳密に言えば土層中の振動挙動及びそれに伴う変形は3次元的なものであるが、前述したように、実験時に測定した過剰間隙水圧は、同じ深度では端壁からの距離には余り関係がなく、ほぼ同一の挙動を示していることから、沈下量はこの実験砂層においてほぼ1次元的なものと推定される。実際の問題を考えた場合、1次元的な液状化挙動、すなわち間隙水圧・沈下量の性状が推定できれば十分であることから、近似的に実験砂層を水平方向に均一に広がる水平地盤の一部として取扱い、液状化及び沈下過程の解析を行った。

##### (2) 解析基本式の誘導

解析に用いた考え方を以下に述べる。

地盤の1次元的な沈下現象を間隙水の流出入現象として取扱い定式化したものに、Terzaghiの圧密方程

式がある。これは土粒子と間隙水を非圧縮性として、土層の体積変化と間隙水の流出入量とを等置したものである。以下に展開する考え方も、基本的にはこのような考えによるものであるが、前述したように、本実験における砂層の製作方法によれば、砂層中にかなりの量の空気が残存したものとなったので、この間隙中の空気も考慮して、間隙水の流出入量と砂層の体積変化の関係について定式化を行った。

#### 1) 間隙水圧変化の方程式

上記の仮定に基き、圧密方程式の誘導に準じて、基本的仮定として、空気は間隙中の間隙水に包まれて共に流れるものと考えた。すなわち、間隙流体を一相系と考え、空気の存在はその圧縮性の中に考慮した。又、土粒子及び間隙水自体は非圧縮性とする。

流体部分の連続方程式、土粒子の連続式、流体の運動則(Darcy 則に土粒子の運動効果を補正したもの)、流体の応力・ひずみ関係(圧縮特性)を用いる。鉛直方向1次元( $z$  軸)について考え、いくつかの微小項を省略する近似を行うと次式が導かれる(10)。

$$\frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} + nC_f \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.2.1)$$

ここに、

$e$  : 間隙比,  $n$  : 間隙率

$C_f$  : 流体の体積圧縮係数で、

$$C_f = \frac{1 - S_r}{p_o + u} \quad (a1)$$

$S_r$  : 飽和度

$p_o$  : 初期状態における絶対間隙流体圧

$u$  : 過剰間隙流体圧

次に、有効応力変化及び繰返しせん断を受ける土の応力～ひずみ関係を次式で表す。

$$-\frac{\Delta V}{V} = C\Delta\sigma'_m + \Delta\varepsilon_{vr} \quad (a2)$$

ここに、

$C$  : 土の体積圧縮係数

$\Delta\sigma'_m$  : 平均有効主応力の変化

$\Delta\varepsilon_{vr}$  : 繰返しせん断による体積ひずみ変化

(a2)式を(2.2.1)式に用いると次式を得る。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = B \left( \frac{\partial \sigma'_m}{\partial t} + \frac{1}{\partial t} \frac{\partial \varepsilon_{vr}}{\partial t} \right) + \frac{Bk}{C\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.2.2)$$

ここに、 $B = 1 / (1 + nC_f / C)$

この式を(2.2.1)式に代入して

$$\frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} = -(1-B)C \left( \frac{\partial \sigma'_m}{\partial t} + \frac{1}{C} \frac{\partial \varepsilon_{vr}}{\partial t} \right) + \frac{Bk}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.2.3)$$

を得る。(2.2.3)(2.2.3)式により、間隙流体圧（以下間隙圧と呼ぶ）及び間隙比の変化を追跡することができる。

(2.2.2)(2.2.3)式の内、各項はそれぞれ次のような意味を有する。

(2.2.2)式において、

$B \frac{\partial \sigma_m}{\partial t}$ ： 平均全応力変化による間隙圧増加。完全飽和の時  $B = 1$ ，不飽和のとき  $B < 1$  であり，完全飽和の時にこの増加は最も大きい。

$\frac{B}{C} \frac{\partial \varepsilon_{vr}}{\partial t}$ ： 繰返しせん断による体積ひずみ変化による間隙流体圧増加。これも完全飽和の時に最大である。

$\frac{Bk}{C\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$ ： 間隙流体の流出入による間隙流体圧変化。

(2.2.3)式において、

$(1-B)C \frac{\partial \sigma_m}{\partial t}$ ： 平均全応力変化による体積変化。完全飽和で  $B = 1$  のとき，この変化はなく，不飽和で  $B < 1$  のとき，この変化が生ずる。

$(1-B) \frac{\varepsilon_{vr}}{\partial t}$ ： 繰返しせん断による体積変化。完全飽和のときにこの変化が生じないのは，上記の場合と同じ。

$\frac{Bk}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$ ： 間隙流体の流出入による体積変化。

又，これらのことを，間隙比  $e \sim$  有効応力  $\sigma'_m$  関係として概念的に示したものが図 2.2.10 である。

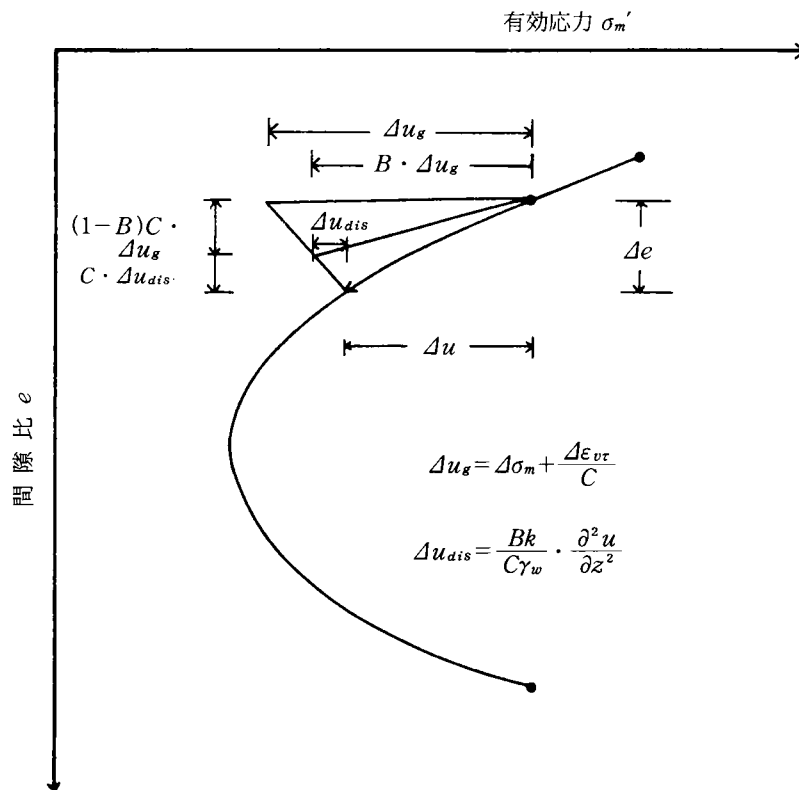


図 2.2.10 振動による間隙比  $e$  と有効応力  $\sigma'_m$  の変化の模式図

## 2) 繰返しせん断による間隙圧の発生特性

(2.2.2)式を非排水状態の場合に適用して増分形で表せば

$$\Delta u = B \left( \Delta \sigma_m + \frac{1}{C} \Delta \varepsilon_{vr} \right) \quad (b1)$$

と表される。これは、不完全飽和の場合に間隙圧発生を与えるものである。この式の具体的な形は以下のようにして求める。(b1)式を完全飽和の場合に適用すると、 $C_f=0$ 、 $B=1$  から

$$\Delta u = \Delta \sigma_m + \frac{1}{C} \varepsilon_{vr} \quad (b2)$$

なる。この右辺第1項は、水平地盤のように側方の拘束により全応力が変化する場合に発生する項であり、それ以外の全応力を一定に保った場合には生じない項である。第2項は繰返しせん断による間隙圧増分を意味する。第2項を等方圧密繰返し三軸試験等から求めて、繰返しせん断応力  $\tau_d$  1 サイクルに対する間隙圧増分  $\Delta u_d$  を次式で表す。

$$\Delta u_d = f \left( \frac{\tau_d}{\sigma_{mo}'} \right) \cdot \sigma_{mo}' \quad (b3)$$

次に石原・李(15)にならって繰返しせん断に伴う側方応力の増加を考えると、(b2)式から繰返しせん断応力  $\tau_d$  1 サイクルに対する間隙圧増分  $\Delta u_d$  は次式で表される。

$$\Delta u_d = f \left( \frac{\tau_d}{\sigma_{mo}'} \right) \cdot \sigma_{vo}' \quad (b4)$$

これは、せん断応力 1 サイクルについての表現であるから、その間での間隙圧変化が滑らかとすれば、微小時間間隔  $\Delta t$  について次式のように表すことができる。

$$\Delta u = \Delta \sigma_m + \frac{1}{C} \cdot \Delta \varepsilon_{vr} = f \left( \frac{\tau_d}{\sigma_{mo}'} \right) \cdot \sigma_{vo}' \cdot \frac{\Delta t}{T} \quad (b5)$$

ここに、 $T$ : 1 サイクルの周期

この間隙圧発生関数  $f$  は柴田の方法(6)によって求めた。この方法は、繰返し三軸試験におけるせん断 1 サイクルごとの間隙圧上昇を、初期液状化時の有効応力条件に注目して、繰返し応力比と初期液状化に至る繰返し回数の関係 ( $\sigma_d/2\sigma_c \sim N_f$  関係) から求めるものである。基本となる  $\sigma_d/2\sigma_c \sim N_f$  関係として、振動実験に用いた砂の  $D_r=50\%$  時の平均的關係 (図 2.2.11(a)) 及び他の  $D_r$  に対する応力比の比例関係を用いた。これらから地盤内での間隙圧発生関数を推定したものが図 2.2.11(b) である。この関数を (b5) 式の  $f$  として用いる。

## 3) 液状化過程解析の方程式

(b5)式を(2.2.2)(2.2.3)式に用いると

$$\frac{\partial u}{\partial t} = B \cdot f \left( \frac{\tau_d}{\sigma_{mo}'} \right) \sigma_{vo}' \cdot \frac{1}{T} + \frac{Bk}{C\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.2.4)$$

$$\frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} = -(1-B)C \cdot f \left( \frac{\tau_d}{\sigma_{mo}'} \right) \sigma_{vo}' \cdot \frac{1}{T} + \frac{Bk}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.2.5)$$



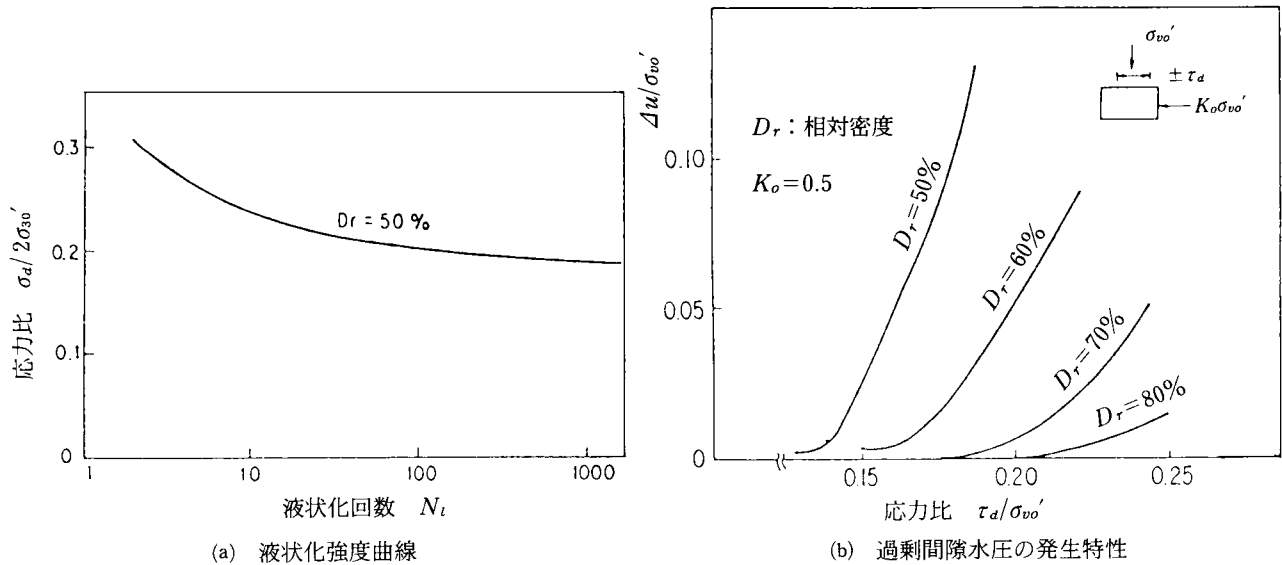


図 2.2.11 実験砂の液状化特性

(2.2.4) (2.2.5)式により、繰返しせん断応力及び間隙水の流出入を考慮した液状化過程を解析することができる。

(2.2.4) (2.2.5)式に含まれる砂の圧縮係数  $C$  は、飽和砂について非排水繰返しせん断によって過剰間隙水圧を発生させ、その後に排水させ再圧縮したときの圧縮係数として求めた。このような実験結果の例を図 2.2.12 に示す。図中にはこの砂の静的処女圧縮曲線も示した。これらの結果から、解析用体積圧縮係数  $C$  は次のようにして与えた。

- (i) 初期液状化点を越える過剰間隙水圧が発生して圧縮が進行する場合は処女圧縮曲線を用いる。
- (ii) 過去の最小間隙比より、さらに密になる過程では処女圧縮曲線を用いる。
- (iii) (i)(ii)以外の変形経路では、除荷又は再圧縮曲線を用いる。

### (3) 振動実験の解析

以下に、(2.2.4) (2.2.5)式に基いた振動実験条件に対する液状化解析について述べる。まず、間隙圧発生量を支配するせん断応力については、液状化に至る過程とそれに伴う砂層の沈下を、実験的に得られた情報をできるだけ有効に用いるという立場に立ち次のようにして推定した。まず液状化実験時の砂層の振動モードを 1 次のモードと仮定して、測定加速度振幅から変位振幅を求め、これからせん断ひずみ分布を推定し、個々の台加速度レベルに応じた標準せん断ひずみ分布  $\gamma(a, z)$  を設定する。ここに、 $a$  は台加速度振幅。次に次式により過剰間隙水圧の発生による砂層の振動特性の変化がないとした場合の標準せん断応力分布  $\tau(a, z)$  を求める。

$$\tau(a, z) = G(a, z) \cdot \gamma(a, z)$$

$$G(a, z) = \frac{G_o(z)}{1 + G_o(z) \cdot \gamma(a, z) / \tau_f(z)}$$

ここに、

$G_o(z)$  : 微小ひずみにおける砂のせん断弾性係数、Richart の実験式(16)により求めた。

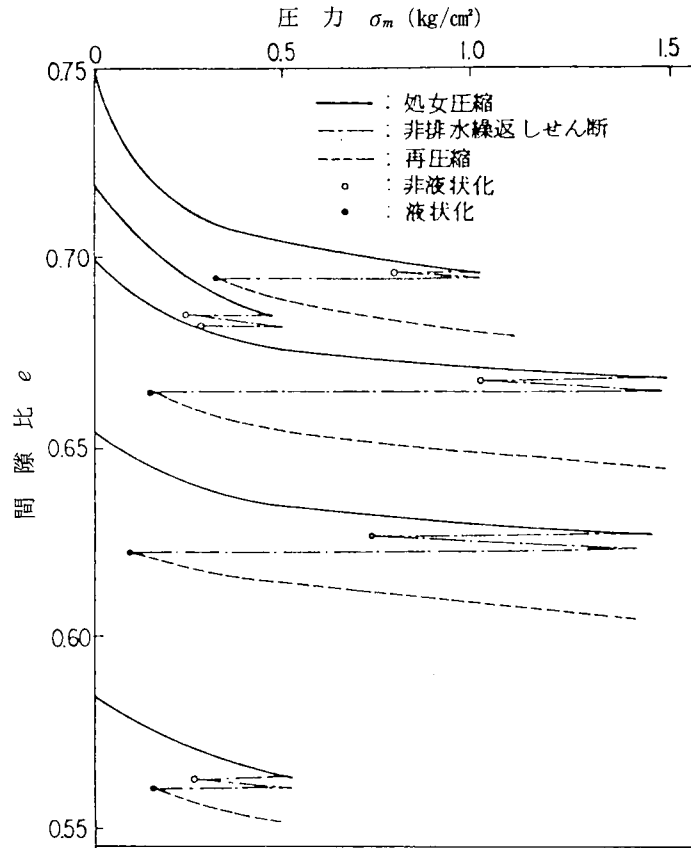


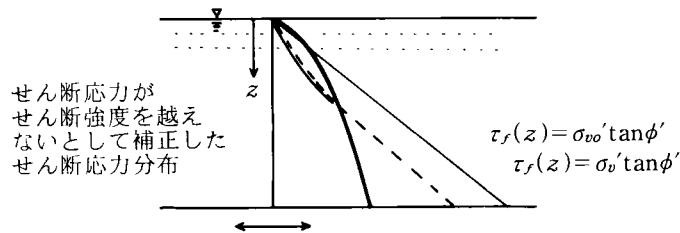
図 2.2.12 実験砂の圧縮特性

$G(a, z)$  : 応力～ひずみ関係が双曲線形であるとしたときのひずみレベルに依存するせん断弾性係数。

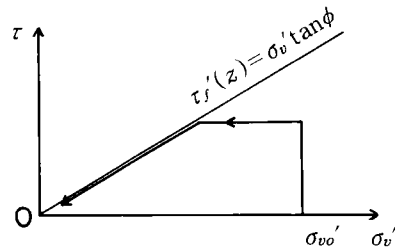
$\tau_f(z)$  : 砂層のせん断強度,  $\sigma_v' \cdot \tan \phi'$  として求めた。

上のように算定したせん断応力  $\tau(a, z)$  が過剰間隙水圧を考慮したせん断強度  $\tau_f(z)$  を越える場合には、図 2.2.13 のように、せん断応力を破壊強度線に接する形で低減させる。この場合の過剰間隙水圧の発生は、この低減させたせん断応力に対して求めるものとする。

以上のような方法で、実験時の台加速度変化に対して過剰間隙水圧及び沈下量の時間経過を算定した例が図 2.2.13, 14 である。対応する実験は、No.1-3, 1-4 であり、図 2.2.6, 7 の結果と対応している。No.1-3 に対する計算結果によれば、砂層上部 ( $z=0.5, 1.0 \text{ m}$ ) の間隙水圧の上昇がかなり速く、その結果として振動初期に沈下量がやや大きくなっている。また、砂層中央部 ( $z=2.0 \text{ m}$ ) で実測値より大きい過剰間隙水圧が発生しており、そのため最終的な沈下量も計算値の方が大きくなっている。実験 No.1-4 に対する計算結果によれば砂層下部 ( $z=3.0, 4.0 \text{ m}$ ) の過剰間隙水圧の上昇が若干遅くなっているが、全体的な沈下の性状は実測結果とほぼ一致する。これらの例で過剰間隙水圧の変化について実験結果と計算結果とが深さによって若干異なる性状を示している原因としてはいろいろ考えられるが、中でも間隙水圧の発生特性を与える関数を応力支配型とし、その応力を標準せん断ひずみから定めるといふ本質的には、液状化過程における振動特性を考慮したものではないことが最大の原因と推定される。それにもかかわらず、砂層の沈下性状を全体的に見れば、実験結果と計算結果とはかなりよく一致すると言えよう。



(a) 補正せん断応力分布



(b) せん断応力の上限値

図 2.2.13 せん断応力の求め方の説明図

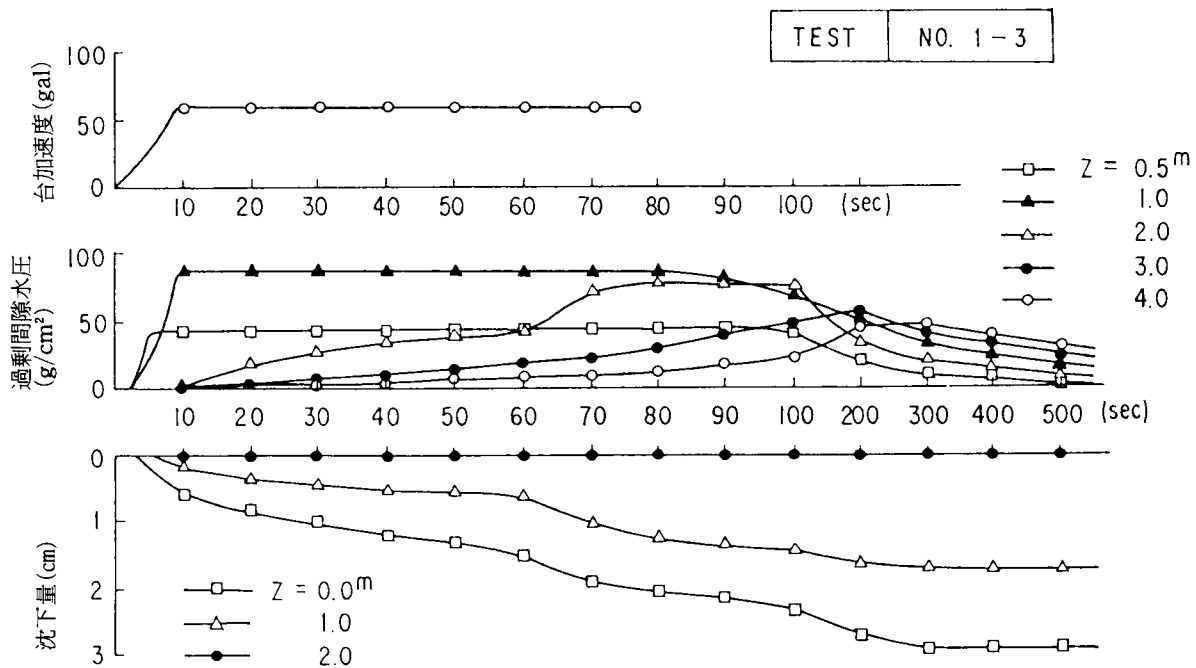


図 2.2.14 間隙水圧・沈下量の計算結果 (No.1-3)

さらに、他の実験例も含めて、測定したいいくつかの深度での実測沈下量と計算沈下量とを比較したものが、図 2.2.16 である。この結果から見て、実験相対密度・加速度の範囲において、両者はかなりよく一致している。したがって、種々の誤差要因が相殺している可能性もあるが、全体としてここに展開した液状化・沈下解析法はこの模型振動実験に対して有効であったと言える。

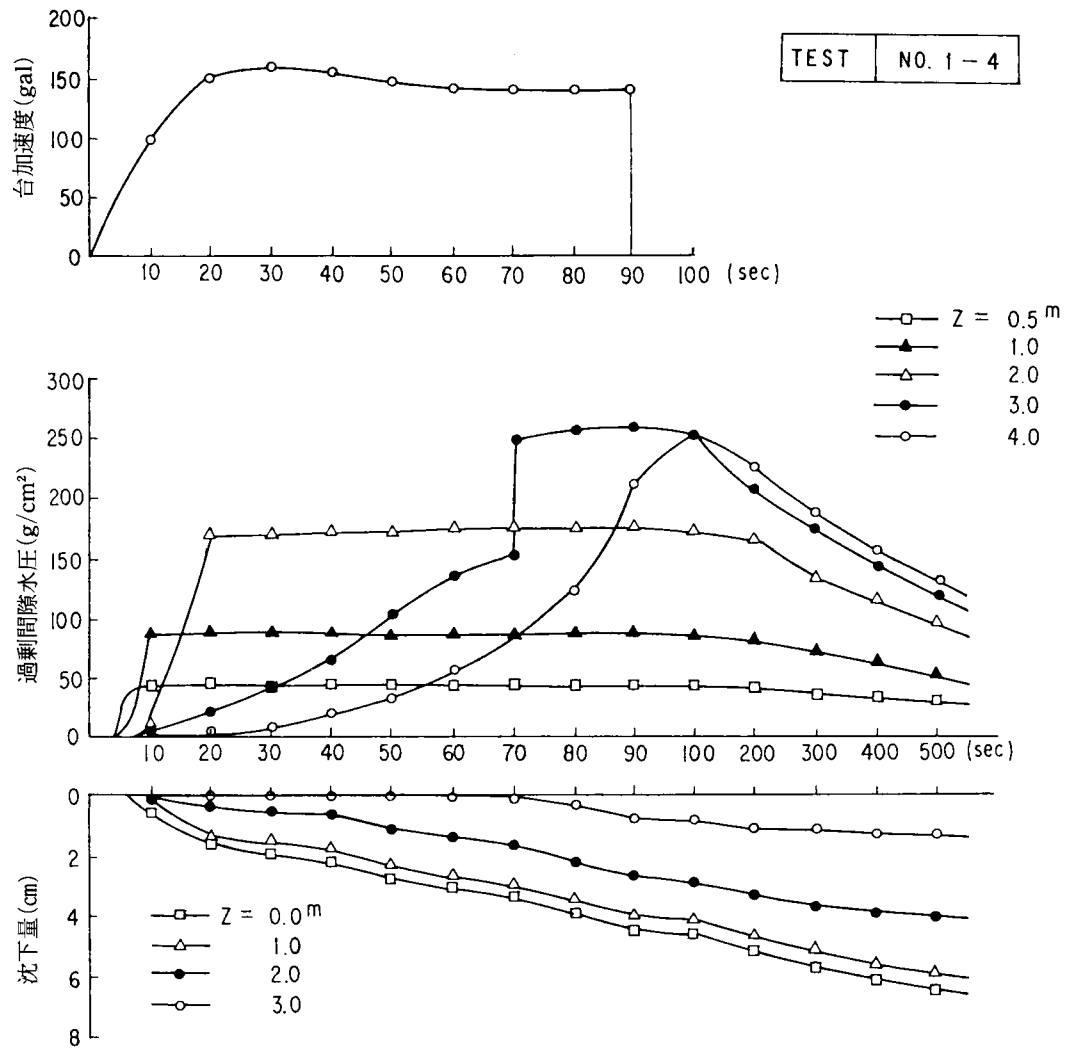


図 2.2.15 間隙水圧・沈下量の計算結果 (No.1-4)

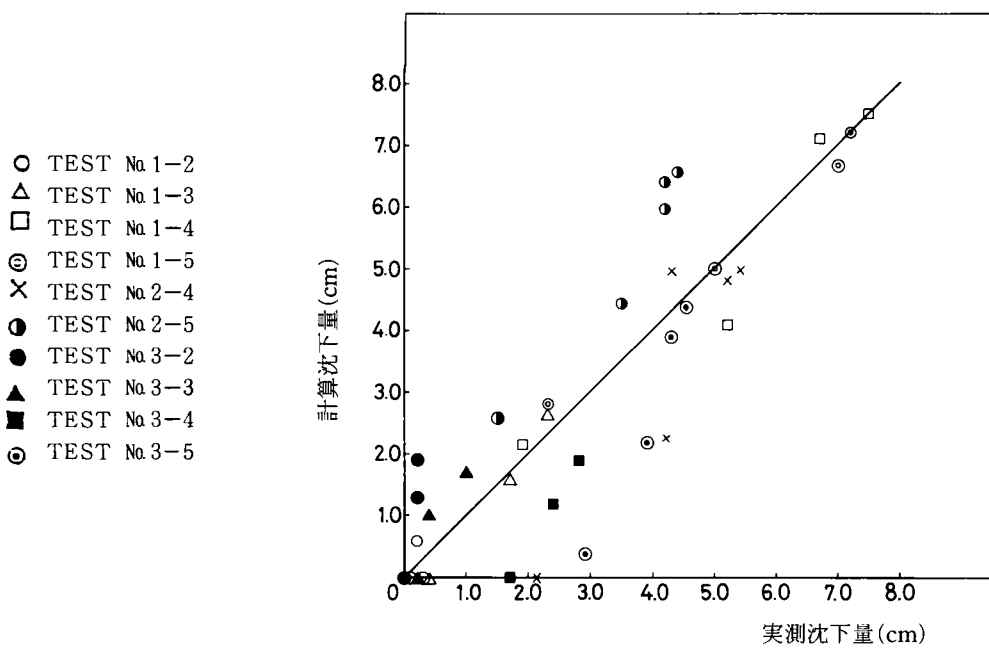


図 2.2.16 実測沈下量と計算沈下量の比較

## 2-2-5 ま と め

限られた条件の下ではあるが、水平砂層の液状化に伴う間隙水圧挙動と沈下性状の間に密接な関係があることが実験的に見出された。従来の粘土の圧密に関する方程式に間隙水圧発生項を加える形で、砂層内の間隙水圧と沈下とを関係づける方程式を導き、振動に伴う発生間隙水圧を入力加速度の大きさに対応して定まるせん断応力から考慮することにより、実験的に得られた間隙水圧挙動及び沈下性状にかなり近い計算結果を得ることができた。この場合砂層の製作過程から不可避な砂層中の残留空気による間隙水の見かけの圧縮を考慮することが必要であった。以上のことから、実地盤においても、発生する間隙水圧を何らかの方法で推定することができれば、沈下量の推定も可能になると言えよう。

## 2-3 液状化地盤上の盛土の破壊現象

### 2-3-1 実験目的

模型実験の意義全般については、既に2-1-2 模型振動実験の意義で述べた。本節では、振動により液状化する可能性のある水浸した砂質地盤上の盛土を対象として実験的考察を行なう。

実験方法としては、まず大型模型を用いて、単純な加振条件の下での盛土と地盤の液状化の関連について概括的な考察を行なっている。この大型模型実験は、河川堤防をまず主眼において実施したものであるが、その結果は、同程度の規模の盛土、類似の地盤条件のありうる道路盛土についても適用しうる。これらの実験を主として実施した当時(1972,73)と現在(1989)とでは、この分野の個別の知識にはかなり変化があるが、このような実験に課せられる背景、すなわち実験目的は変わらないと考える。河川堤防に破壊をもたらす主要な原因として、洪水時の越流、洗掘、浸透流、降雨等と並んで地震は重要なものである。防災構造物としての河川堤防に耐震性が要求されることは当然であろうが、第2章に見たような数々の震害事例にもかかわらず耐震性を考慮した設計や補強が十分なされていないのが実情である。この理由としては、地震と洪水が一致する確率が比較的小さいことや、簡単な土構造物であるために復旧が容易であること等の理由の外に、このような土構造物の耐震設計をどのようにしたらよいかに関して、簡易で実用的な方法が未だ確立されていないこともその大きな理由であると考えられる。河川堤防に限らず盛土の地震時の挙動や安定性に関する解析的な研究と並んで、比較的直接的に実用可能な情報を得るために大型の模型盛土振動実験が行なわれている(17,18,19,20)。これらの実験結果から、基礎地盤が安定していて、普通程度に締固めた盛土は降雨の影響がなければ振動に対する安定性はかなり高く、又、大きな入力に対する破壊性状も実際の地震時に観測されものとは異なった表層の剝離のような状態となることが分っている。本実験は、このような知識・経験を踏まえて、基礎地盤がゆるい砂地盤で地震時に液状化するような場合を想定して模型振動実験を行なったものである。そして、この実験の目的は、盛土の地震時の安定性を検討する実用的な方法(動的安定計算法)を考察すること及びそれに関係する基礎地盤の支持特性の変化を推定することである。

なお、この大型模型実験による盛土の概括的な挙動の把握を行った後に、加振条件の影響等に注目した小型振動実験を行なっているが、これについては2-3-5~2-3-9において述べる。

## 2-3-2 大型実験の概要 (21,22,23,24)

### (1) 土槽及び模型の寸法

土槽はいずれも、奥行きが2 m、最高部の高さが3.5 mの鉄製土槽であり、加振方向長さは、10 mと12 mの場合とがある。模型の寸法を地下水位条件を合わせて、図2.3.1に示す。

### (2) 実験条件

実験条件は、模型・実験種別・加振条件によって、表2.3.1のようになる。

### (3) 模型の品質管理試験結果

締固め・敷均しを20 cm層厚ごとに行ない、密度測定を各層の上部・下部で行なった実験-6の例を図2.3.2に示す。これにより、足踏み締固めの場合、20 cm厚であっても、上部・下部には密度差があり、均一な模型製作は困難であると言える。

### (4) 計測器の配置

実験-1の場合の計測器配置の例を図2.3.3に示す。

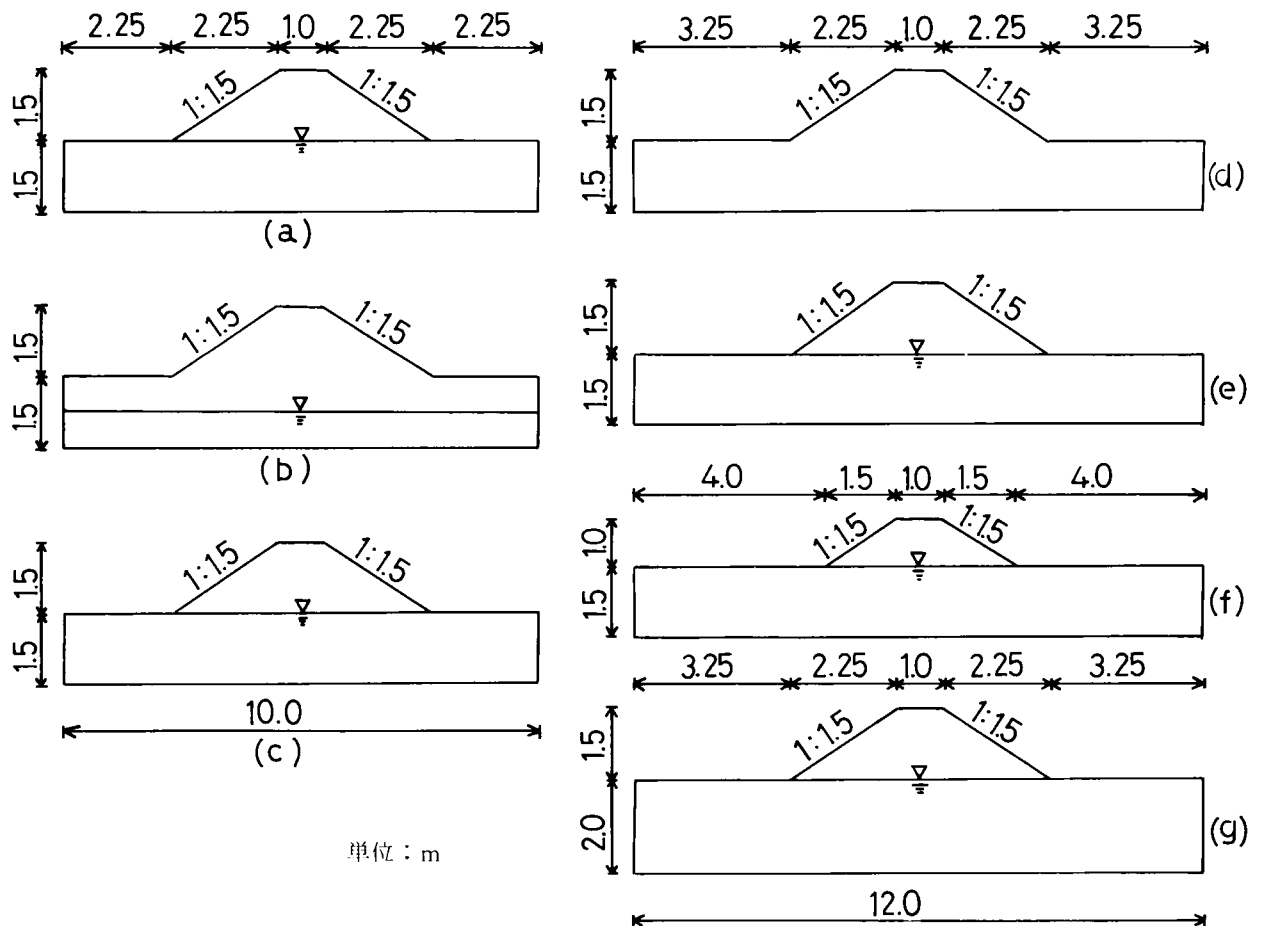


図2.3.1 大型盛土模型

表 2.3.1 大型盛土模型の実験条件

実験 番号	水浸 条件 <sup>*1</sup>	共 振 実 験			破 壊 実 験			間隙比 $e$ <sup>*8</sup>	締固め方法	モデル図
		1	2	3	1	2	3			
1	B	25~50 <sup>*2</sup> 1~20 <sup>*3</sup>	37~73 5~20		146 <sup>*4</sup> 10 <sup>*5</sup> 41 <sup>*6</sup>	207 8 50			50cmごと 足踏み	図 2.3.1 (a)
2	B	21~63 1~20	33~61 1~20		134 10 38	228 10 38	434 7 42		"	(b)
3	B	17~34 1~20	38~58 1~20		132 10 57	253 8 42	230 8 66		"	(c)
4	A	19~56 1~20	70~113 8~18	74~199 8~20	gal Hz sec <sup>-7</sup> 178 13 62 167 12 60 178 11 60 144 10 61	gal Hz sec <sup>-7</sup> 311 11 60 289 10 60 289 9 61 266 8 60		0.850	"	(d)
5	B	29~66 1~20	53~68 7~10		gal Hz sec <sup>-7</sup> 160 11 60 123 10 60 148 9 62 148 8 60			0.778	"	(e)
6	A	14.0~24.5 1~24	30.9~47.6 1~24					0.782	20cmごと 足踏み	(f)
	B	16.0~21.2 1~24	30.1~44.8 1~24		102 5 30	208 5 30				
7	A	15.7~31.0 1~24	35.7~59.8 1~24					0.773	20cmごと 足踏み	(g)
	B	15.0~21.5 1~24	38.2~46.0 1~24		94 5 30	188 5 30				

\*1 水浸条件, A: 非水浸, B: 地盤水浸  
 \*3 共振実験の振動数の範囲 (Hz)  
 \*5 破壊実験の振動数  
 \*7 このような台加振条件を連続的に行った

\*2 共振実験の台加速度の範囲 (gal)  
 \*4 破壊実験の台加速度の定常値  
 \*6 破壊実験の全加振時間  
 \*8 盛立時採取試料による

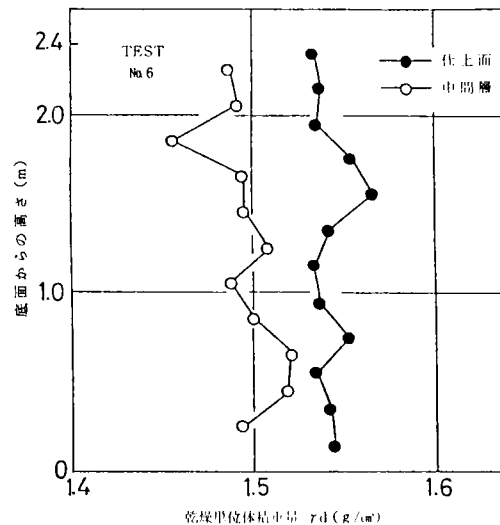


図 2.3.2 大型盛土模型の密度



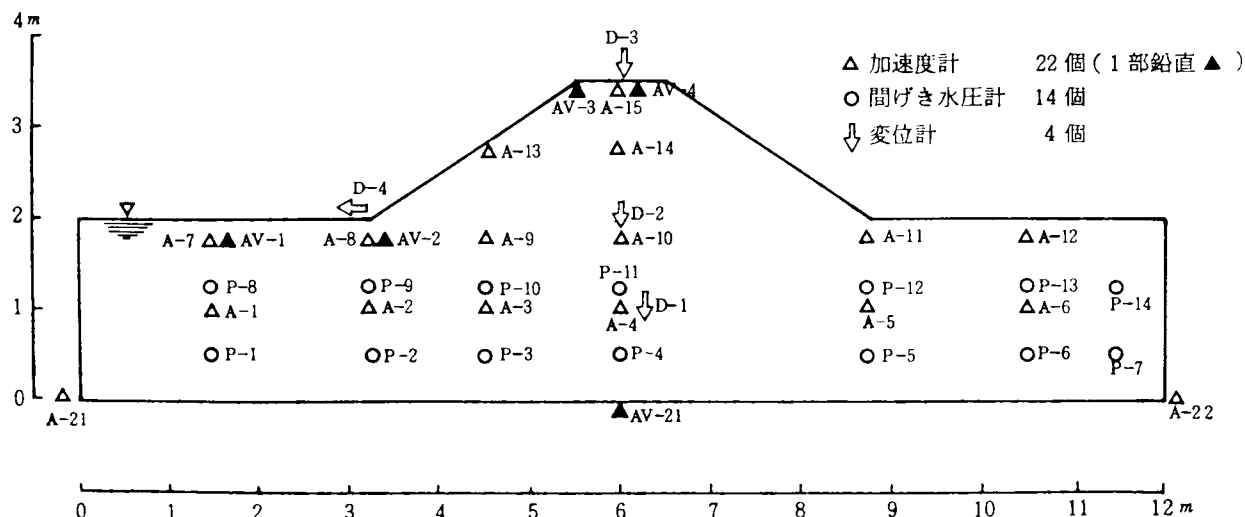


図 2.3.3 計測器配置

### 2-3-3 実験結果

#### (1) 共振実験の結果

共振実験の台加速度の範囲は、実験ごとに変動し、本来一定の台加速度の加振条件で行なうべき一連の実験において、台加速度がかなり変動している場合がある。特に高振動数領域で大きくなるが多かった。模型の寸法、水浸条件、台加速度レベルにより、模型の振動数応答特性がどのように変化するかを、台加速度が比較的一様に制御できた場合の例について、図 2.3.4 に示す。これから台加速度レベルの増大、水浸それぞれにより、共振点の低下、共振点における応答倍率の低下が見られる。模型寸法の増大に伴い、共振点が低下することは言うまでもないが、剛性・減衰特性については簡単には推論できない。又、これらの共振曲線は、1次共振点に関して著しく非対称で、1次共振点より高い振動数範囲での応答倍率の低下は緩やかである。これは、速度非依存の軟化性の非線型履歴特性を有する振動系の特性である(25)。図 2.3.5 に天端の共振時の模型内振動分布を示す。同図(a)(b)を比べれば、盛土部の小さい方が、応答倍率大きいようであるが、これら以外の比較によれば一般的には言えない。同図(a)(b)によって、水浸の影響を見ることができるが、一般に地盤部の水浸によって、地盤部の応答倍率は増加し、盛土部での応答倍率は低下するようである。一般に、浅層部での剛性が深層部の剛性に対して比率が低下（浅層部が相対的に軟弱化）するにつれて、浅層部での応答倍率は増加する。

#### (2) 共振実験の解析

共振実験の解析の目的は、個々の模型について一種の非破壊試験である共振実験によって得られた共振曲線、加速度応答分布等を、特定の解析方法、物性データを用いて計算し実験結果との比較を行ない、用いられた解析手法、物性データの妥当性を検証することである。この結果として、両者の間に良好な関係があり、解析方法、物性データの妥当性が認められれば、その方法を共振実験に比べて実験からの情報の少ない破壊実験条件にも適用することによって、破壊実験によって得られるデータ相互の統一的解釈を図る助けとなると考えられる。さらに、これを一歩進めて、現実の問題が、このような解析法によって解析できるという裏

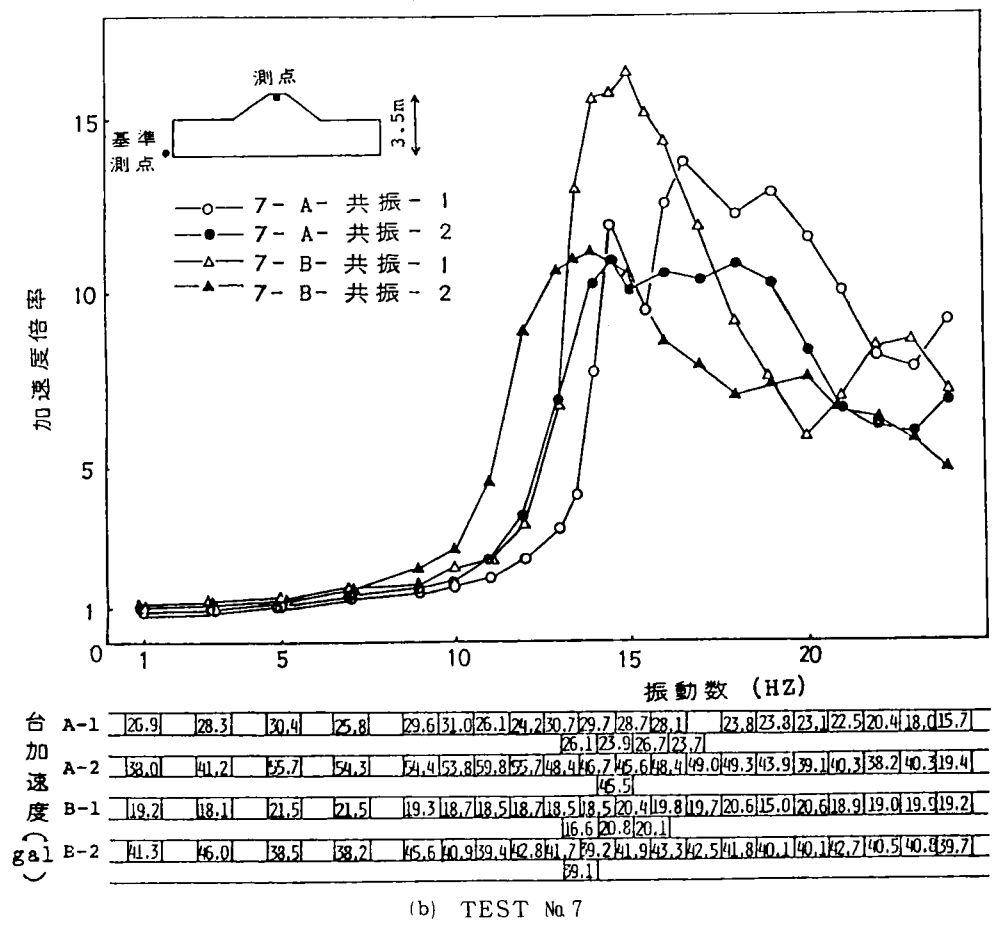
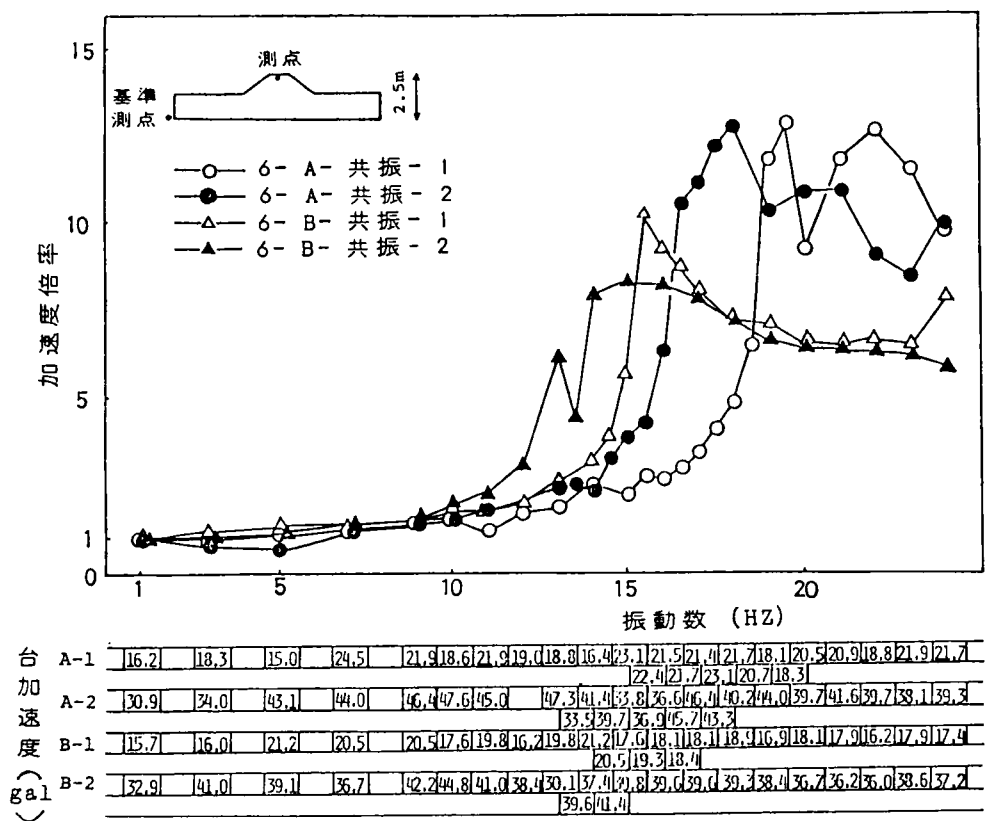


図 2.3.4 共振曲線の例



付けとなる。

実験を行なったような盛土・地盤系の振動特性を物性の場所的な変化や非線型性、土槽による境界条件の影響等を考慮して解析するための方法として有限要素法が用いられる。計算プログラムとして現在のところ用いられるものとして、等価線型モデルを用いて周波数領域で解く LUSH(26)、時間領域で解く QUAD 4 (27) 等が著名である。又、著者らは、土の履歴的な非線型性を直接時間領域で解く SADAP(28)を作成した。SADAP においては、せん断応力  $\tau$ ～せん断ひずみ  $\gamma$  の関係を、骨格について Hardin-Drnevich モデル、履歴則としては Masing 則を用いて表わした。ここでは LUSH 及び SADAP を用いてモデルの共振特性を解析した結果を述べる。

まず、LUSH を用いた計算結果を述べる(29)。図 2.3.6 は、図 2.3.1(e)に示したモデルの計算結果例とテスト No. 4 の実験結果の 1 例を示したものである。図を省略した他の計算結果も含めて次のようなことが見出された。

- 1) 一般に 1 次共振振動数は実験値の方がかなり高い(図 2.3.6 は偶一致した数少ない例である)。
- 2) 1 次共振振動数での応答倍率は、浅いところで実測値の増大が著しい。
- 3) 天端表面から 1 m 下の測点では、計算値の応答倍率の方が高い。
- 4) 浅いところで 1 次共振点より高い振動数領域での応答倍率は、実測では計算値ほど著しく低下しない。

実際に実験結果と計算結果を比較する上で次のような問題点がある。

- 1) 実験上の問題点
  - (i) 振動数応答曲線を求めるときの実験台加速度が振動数ごとに一定でない。

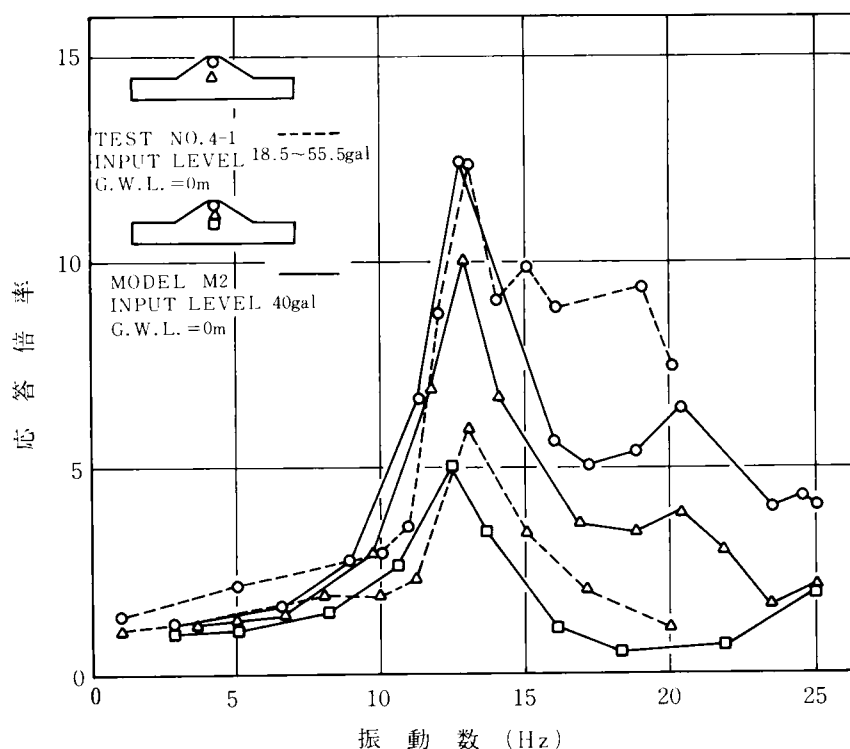


図 2.3.6 実験及び計算による共振曲線の比較 (計算は LUSH による)

- (ii) 加速度波形は必ずしも基本振動数のきれいな正弦波ではなく、一般に基本振動数以外の高い振動数成分を含んだものとなっている。データの整理法としては、記録波波形から目分量で高振動数成分をカットするか、あるいはローパスフィルターにより基本振動数の約 1.5 倍以上の振動数成分をカットする方法をとった。

## 2) 計算上の問題点

- (i) 実験モデルは土槽前後面の壁の影響のために厳密には 3 次元的振動をしていることになるが、解析計算に用いたプログラムは 2 次元平面ひずみ状態について適用されるものである。
- (ii) 土槽の端面を境界条件としてとりこむときの拘束条件の評価法
- (iii) 土の動的特性の推定法

計算上の問題点(i)については、畑中は矩形状地山に両側面及び底面が固定された三角形断面の盛土の固有周期は 2 次元の場合の固有周期より高くなることを示した(30)。

この他に実験値と計算値の間の差異を生ずる原因として次のようなものが推定される。

- (i) 水平振動によって引起こされる鉛直振動により上載圧が減少し剛性が低下することの影響
- (ii) 加速度計は土中に埋設されるので、加速度計と地盤との動的相互作用の影響

以上のような種々の問題点から、共振曲線を求めたような単純な加振条件の下でも、実験値と計算値とを完全に一致させることは必ずしもそれほど容易なことではない。ただし、振動数が 1 次共振点よりかなり低い領域では問題点は比較的少ないであろう。SADAP による計算結果は図 2.3.7 のようである。これらは、図 2.3.4 に示した模型 6、7 に対応するものである。図 2.3.4、2.3.7 の比較から、どの場合も解析結果は実験結果と定性的によく一致していることが見られる。特に、図 2.3.6 に示した LUSH による結果との差異として顕著な点は、SADAP によった場合、1 次共振点より高振動数の領域において加速度倍率の低下が少ないという実験性状に近いという結果である。これは、履歴性の物性を直接考慮した場合の特徴であり、高次振動まで考慮した性状を解析する場合の SADAP の手法の合理性を示唆している。

以上の共振実験結果をまとめると次のようである。

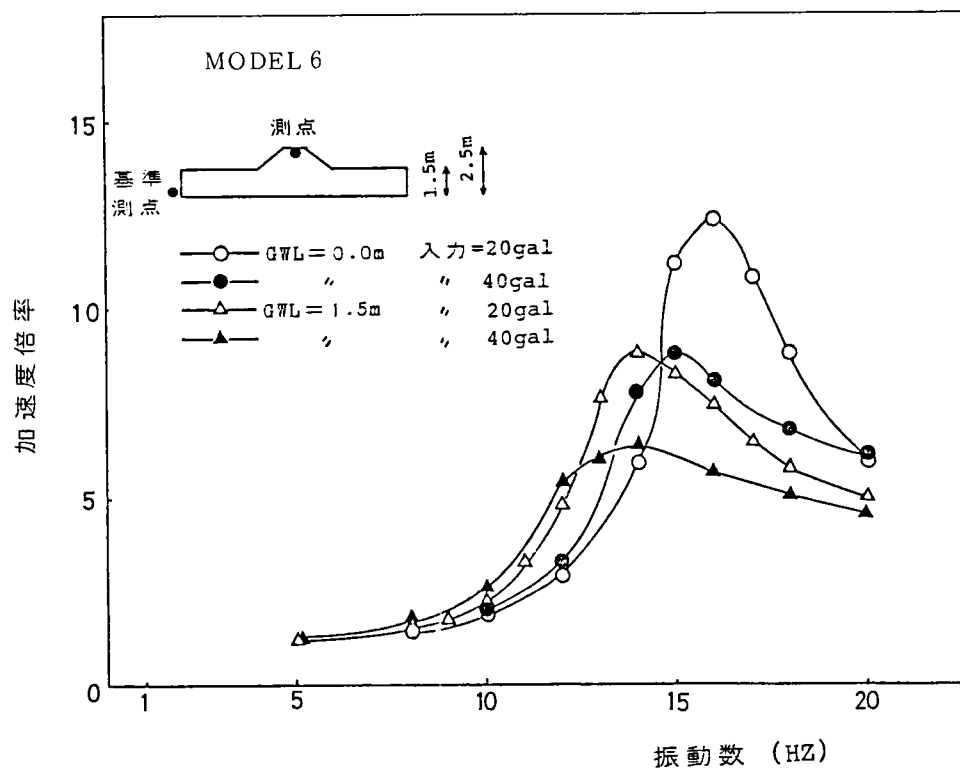
- 1) 等価線型解析に基く LUSH 又は非線型解析に基く SADAP どちらによっても、実験共振曲線に近い計算結果を得る。
- 2) ただし、第 1 共振点以上の応答特性は、非線型解析である SADAP の方が実験に近い結果となっている。

## (3) 破壊実験の結果

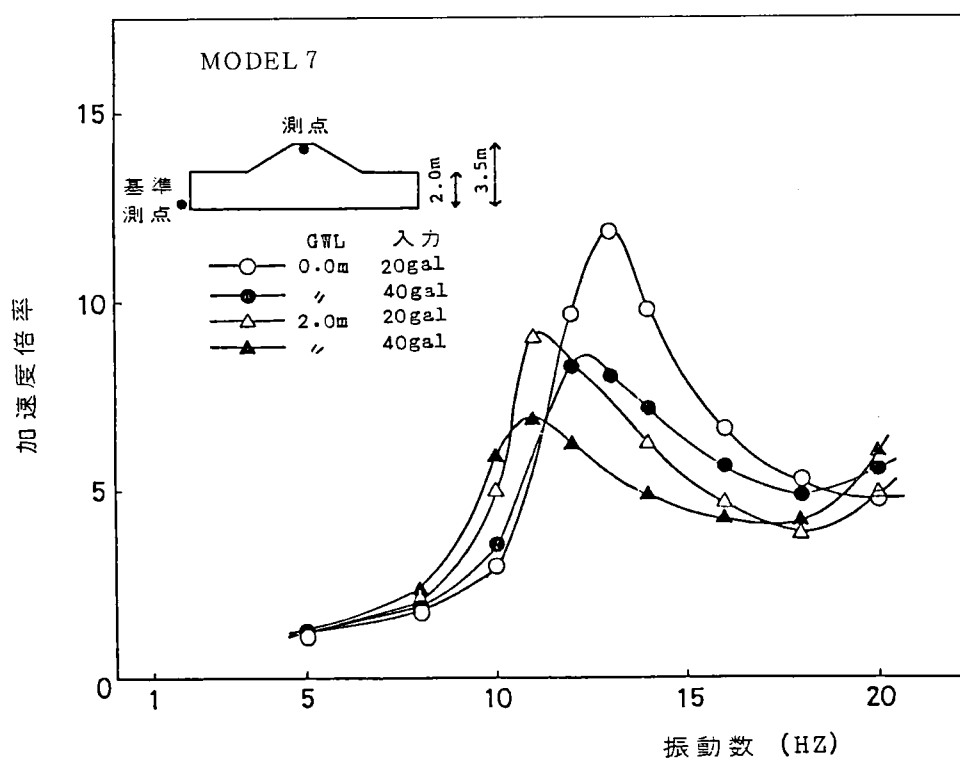
ここでは、ケース 6、7 について主として延べる。

### 1) 模型の沈下・変位・変形

破壊実験の第 1 の結果として、沈下・変位の測定及び目視結果から、各実験ケースにおける破壊の生起・非生起、変形の規模が、次のようにまとめられる。



(a) MODEL 6



(b) MODEL 7

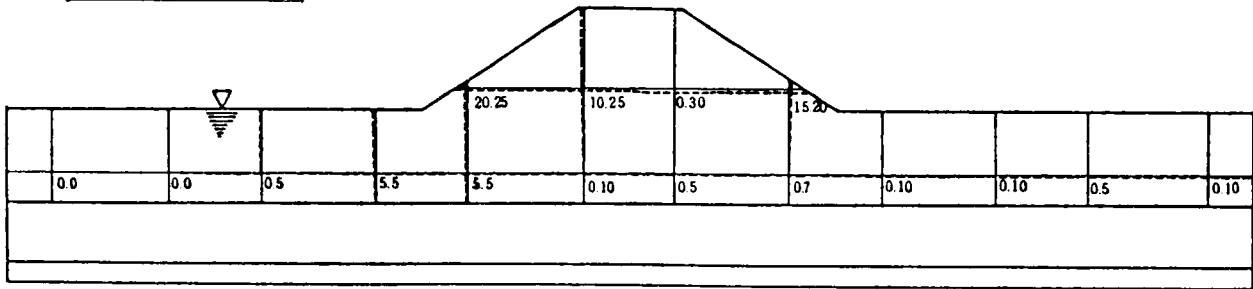
図 2.3.7 計算による共振曲線 (SADAP による)

実験ケース	天端沈下量	破壊・非破壊
6-B-破壊-1	約 1 cm	非破壊
6-B-破壊-2	約 48 cm	破 壊
7-B-破壊-1	約 0 cm	非破壊
7-B-破壊-2	約 44 cm	破 壊

模型全体の破壊的変形の性状を把握するために測定した模型前面の石灰による格子の移動の様子を図2.3.8に示す。6-B-破壊-2，7-B-破壊-2とも，盛土の基本的破壊形状は，側方地盤の側方流動に基くものである。地盤厚1.4mの部分が外部から観察可能な7-B-破壊-2では盛土及び地盤の破壊性状が明瞭に見られる。地盤下部の非破壊部分は，ほとんど移動していない。破壊部分の相対的な移動は，土槽端壁から離れた所では，ある厚さを有するすべり層的な部分の変形と，それより上部の土塊内部におけるせん断変形とから成る。一方，端壁に近い所では，ある厚さを有するすべり層的な部分は見出し難く，土塊全体のせん断的な変形が卓越する。これは，土槽端壁による拘束の影響と考えられる。したがって，現実の地盤のように側方拘束のない場合には，上述したすべり層的な変形によるものが卓越するものと考えられる。地盤厚0.9mの部分が外部から観察可能な6-B-破壊-2の場合，上述の非破壊部分と破壊部分の境界は，観察できない部分に隠れているが，7-B-破壊-2の場合と同様の現象が生じているものと考えられる。上に観察したことから，破壊部分をすべり土塊と呼ぶことにする。すべり土塊の最も深い部分は，7-B-破壊-2については，実測により土塊表面から75cm，6-B-破壊-2については，推定により120cmという結果が得られる。これは，盛土の大きさによるものというよりも，法尻から土槽端壁までの距離の違いによるもので，この距離が長いほど，すべり土塊は深く大きいものとなり得ることを示唆している。模型の左右両側の地盤に生ずるすべり土塊は，堤体内部で互に交叉していると考えられる。盛土直下の地盤の影響については，次のようである。6-B-破壊-2の場合，盛土直下で側方地盤表面から約1 m以上乃至は1.5m（土槽底面）まで沈下及び側方膨脹の影響が見られる。7-B-破壊-2の場合，盛土直下地盤の変形はゼロではないが6-B-破壊-2に比べてかなり小さく，6-B-破壊-2のように深部まで及んではない。このように，7-B-破壊-2の方が，6-B-破壊-2より盛土直下地盤の軟弱化の影響が小さい。これは，7-B-破壊-2の方が盛土が大きく土被りが大きいため，液状化に対する強度が大きいためである。このことは，後に実測間隙水圧の挙動からも考察する。

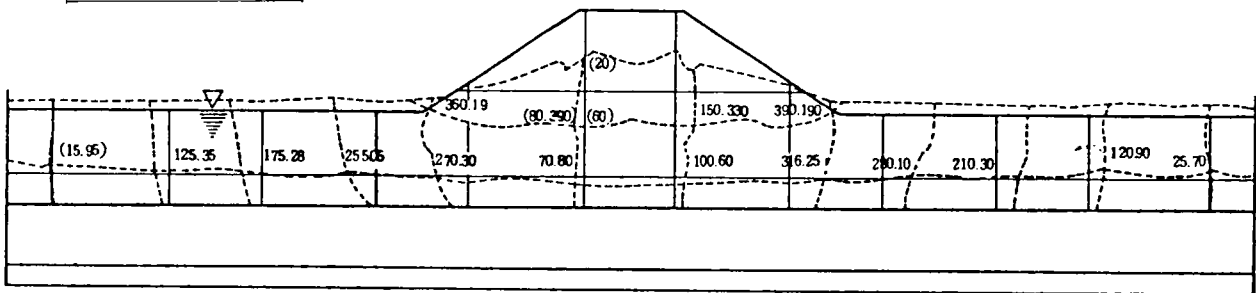
以上にやや詳しく述べた実験以外の実験条件の特徴的なものとして，模型-2が地下水位が地盤面より75cm下のもの，模型-4が地下水位のないもの等がある。模型-1，2，5は，地下水位が地盤面と一致している場合で，加振振動数が1次共振点付近であることや，異なった大きさの台加振を連続的に行なったこと等が，多少条件的に異なるが，破壊性状は基本的には同一である。地下水位が地盤面より75cm下の模型-2の場合，地下水位が地盤面と一致する他の場合には，概略的に言って，200galを越える加振で破壊に至っているのに対し，この場合には，228gal，38秒の加振で天端が約3cm沈下した程度で，盛土に破壊的な変形は生じなかった。最終的には，434gal，42秒の加振で，他の場合と同程度の天端で18cmの沈下が生じ，地盤の液状化に起

6-B-破壊-1



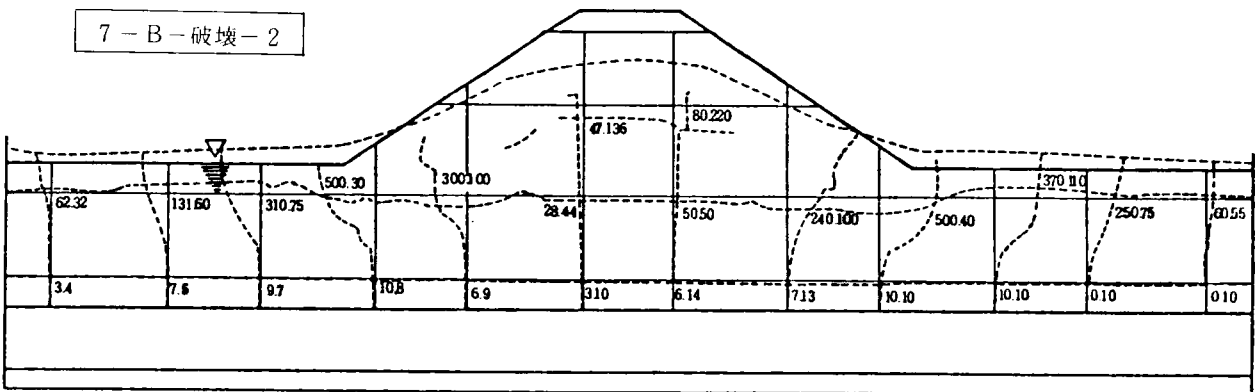
(a) TEST No. 6-B-破壊-1

6-B-破壊-1



(b) TEST No. 6-B-破壊-2

7-B-破壊-2



(c) TEST No. 7-B-破壊-2

図 2.3.8 盛土模型の破壊性状(No. 6-B, 7-B)

因する地盤を含む盛土の破壊が生じた。地下水位の全くない模型-4の場合には、最大で311gal, 60秒の加振に対しても、他の場合に見られた地盤を含む盛土の破壊は生ぜず、盛土の法肩部分の崩壊、盛土全体の圧縮沈下とそれに伴うのり勾配の低下が生じたのみであった。このように、地下水位の上下による盛土の安定性への影響は非常に大きく、砂地盤で地下水位が非常に低い場合には、盛土の安定性は非常に高いと言える。



## 2) 模型の加速度

破壊実験時の台加速度、模型内加速度の例を図2.3.9に示す。これらにより、破壊的変形が全く生じなかった7-B-破壊-1、極く僅かの変形（天端沈下量=1cm）しか生じなかった6-B-破壊-1では、模型加速度は台加速度の傾向と全く一致した経過を示していることが分かる。一方、破壊的変形が生じた6-B-破壊-2、7-B-破壊-2では、振動の経過とともに、模型の加速度が台加速度の増大以上に急激に増大し、その後急激に低下する現象が観察される。

このような模型の加速度応答の変化の原因は次のように考えられる。一般に振動系の振動数応答特性は、入力振動に対する応答の倍率の振動数に対する関数として表わされる。系の剛性が荷重の大きさに対して軟化傾向を示すようなものであると、いくつかの入力レベルに対する系の振動数応答特性は、図2.3.10(a)中の3本の曲線のように表わされる。これを応答倍率という無次元量ではなく、応答値自体で表わすと、同図(b)の3本の曲線のように表わされる。したがって、同図(b)のようにある小さい入力レベルでの1次固有振動数より低い一定振動数で入力レベルを増大させながら加振すると、応答値が一旦増大した後に低下することがあり得る(同図においてa→b→c)。このような現象のそもそもの原因である系の軟化特性は、通常材料自体に備わっている性質であるが、通常の入力レベルでは、加振振動数が極く特殊なものでない限り生ずることはないと考えられるが、この模型実験の場合には、水浸地盤内の過剰間隙水圧の発生（液状化現象）が系の剛性の軟化傾向に大きく寄与しているために、入力振動のレベルをさほど上げなくとも、上述したよう

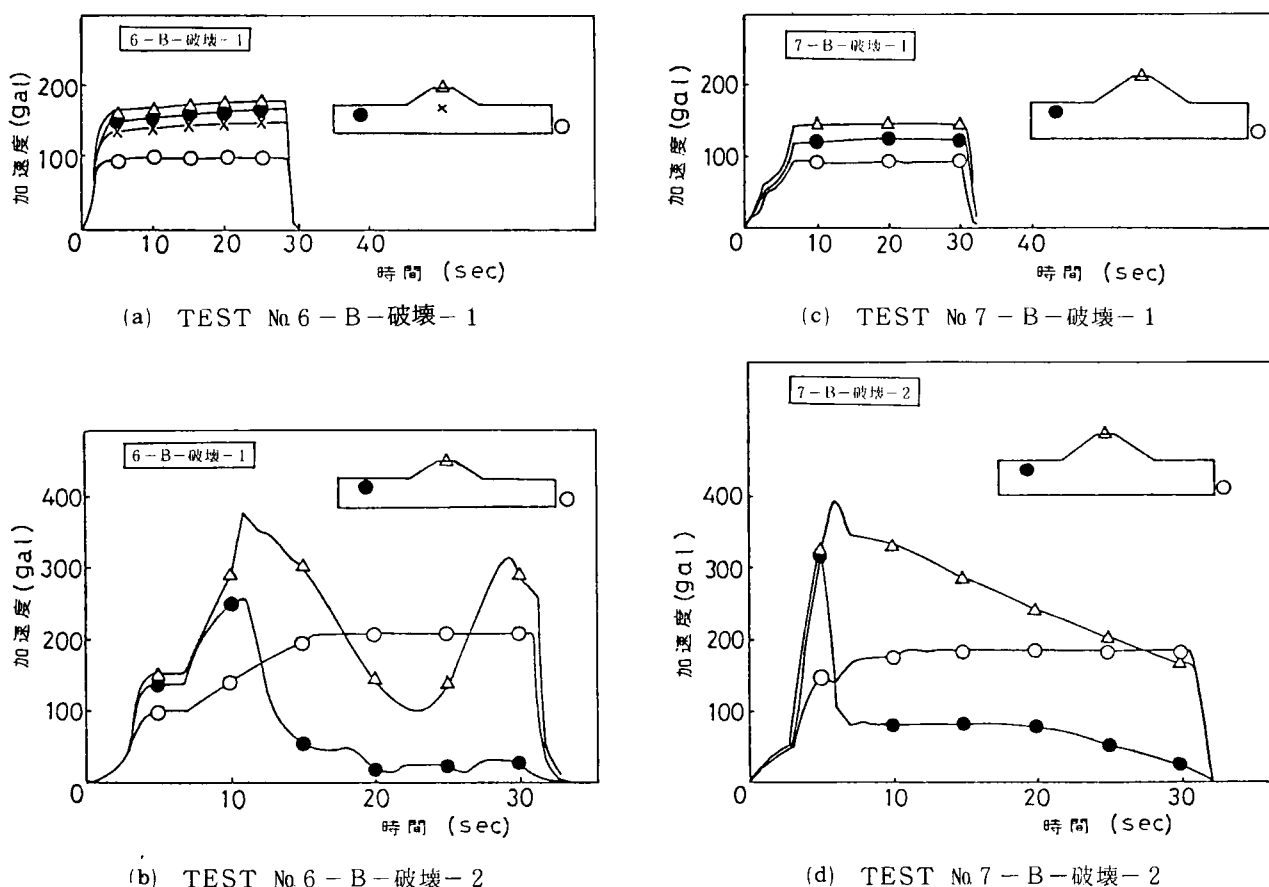


図 2.3.9 加速度の時間変化

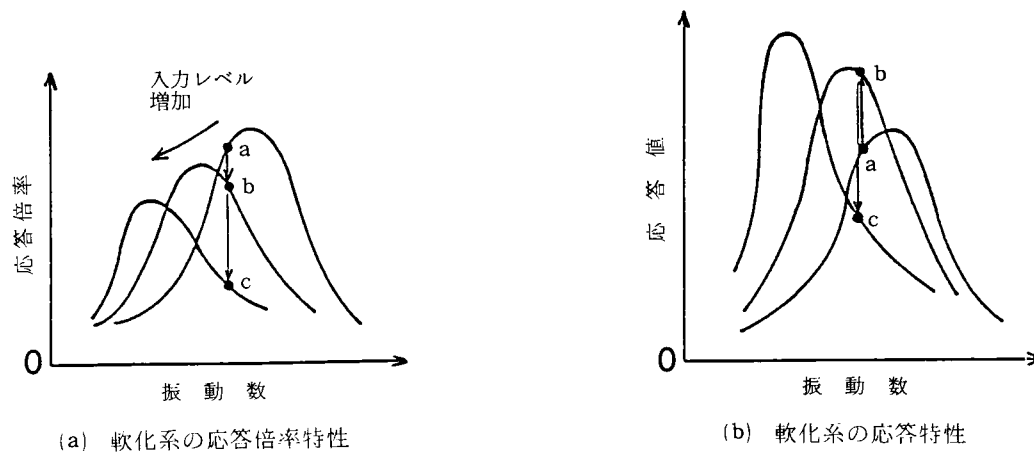


図 2.3.10 加速度応答の時間変化の説明図

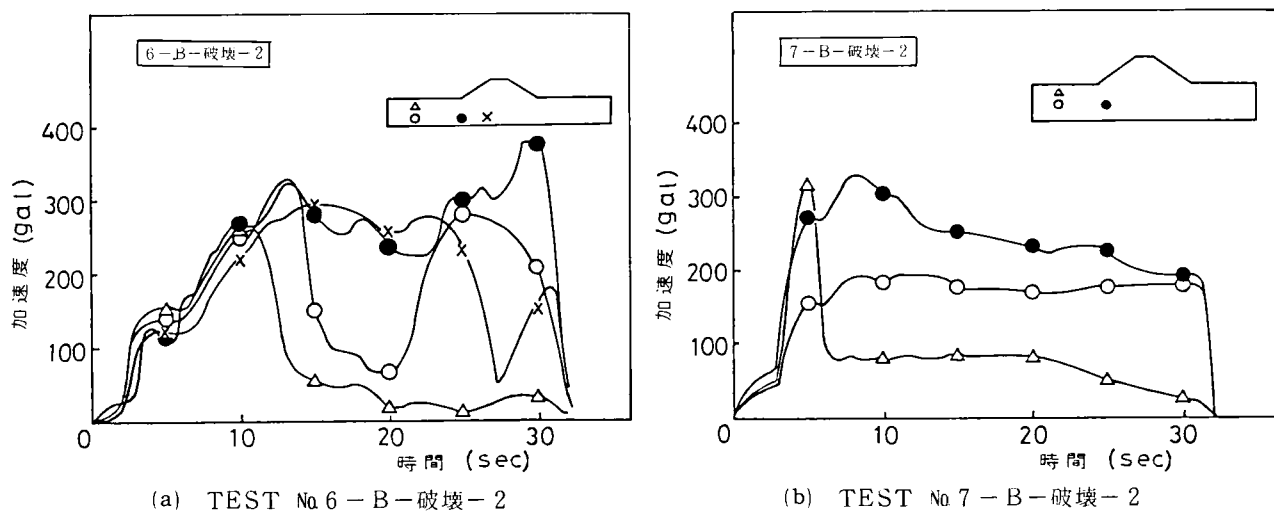


図 2.3.11 加速度応答の時間変化

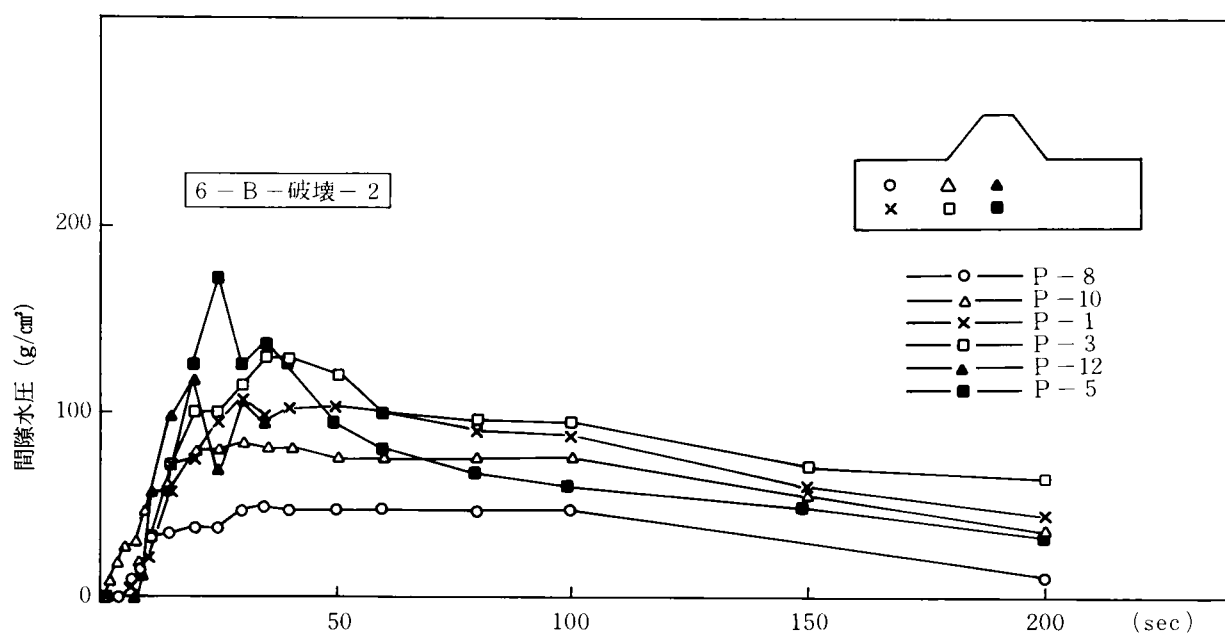
な現象が生じ得ると考えられる。このように考えると、加速度応答の急激な変化は、模型の液状化性状を間接的に探査するのに用いられよう。このような例として、図2.3.11に地盤内のいくつかの点の加速度性状の例を示す。これにより、地盤部の浅い所ほど早く液状化が生ずるとしてよいであろう。又、盛土の直下では液状化の発生が遅いことが推定される。7-B-破壊-2では、6-B-破壊-2に比べて、加速度応答の低下の度合いが少なく、液状化範囲が狭いことが推定される。これは、前述した破壊変形の生起範囲のこととも一致する。

### 3) 模型の間隙水圧

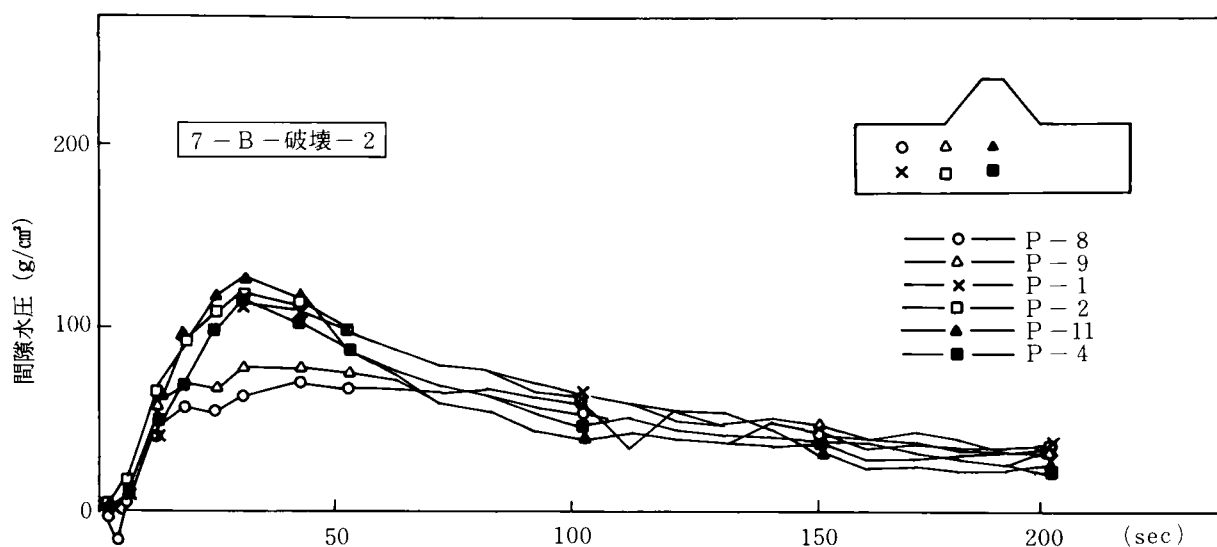
1) 2) では、模型の変形・加速度応答の性状を模型の液状化と結びつけて説明をしたが、液状化現象をより直接的に示すものとして間隙水圧の測定結果について述べる。例として、6-B-破壊-2における間隙水圧の時間変化を図 2.3.12 に示す。各点で発生する間隙水圧の絶対値は、各点の有効上載圧に応じた最大値があることを除けば、上昇過程においてそれほど絶対値には差がない。各点の間隙水圧の特性を見るために、ケース 6, 7 について加振終了直後の間隙水圧の分布を図 2.3.13 に示す。図中の破線は各鉛直線上の鉛直土圧を単純に (単体重量) × (土破り厚) として算定したものを示している。この図から、どの部分が完全液状

化に達したかが推定できる。6-B-破壊-2と7-B-破壊-2とを比べると、7-B-破壊-2の方が完全液状化に達した領域が狭く、これまでに見てきた変形状等からの推定結果を裏付けるものとなっている。

次に、盛土寸法が大きい7-Bにおいて、液状化の程度が小さいにもかかわらず、天端の沈下量で表わされる破壊の程度が6-Bとほぼ同程度である理由は次のように考えられる。7-Bにおいて盛土高が大きいため加振前の安全率が小さく、地盤部の液状化程度が小さくとも盛土のすべり変形に関連づけられると考えられる安全率の絶対値は6-Bと同程度になり得ることを示唆している。又、図2.3.9で見たように、6-B-破壊-2の場合には、盛土直下の地盤部の液状化による沈下が盛土全体の変形にかなり寄与していることも忘

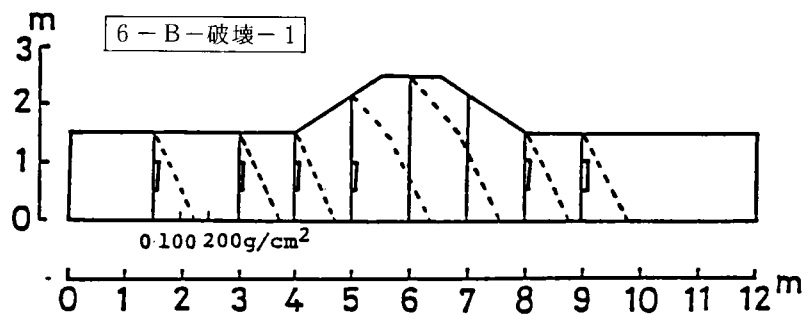


(a) TEST No 6-B-破壊-2

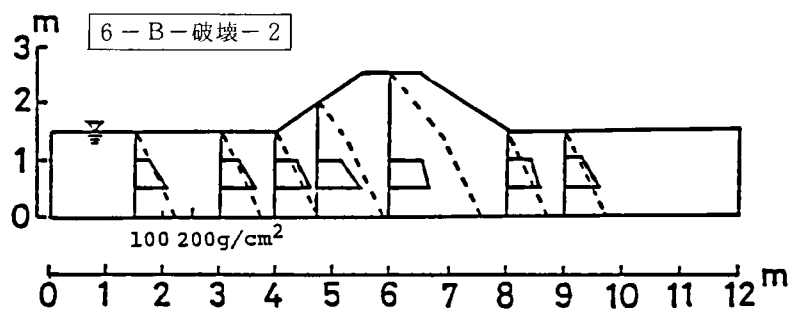


(b) TEST No 7-B-破壊-2

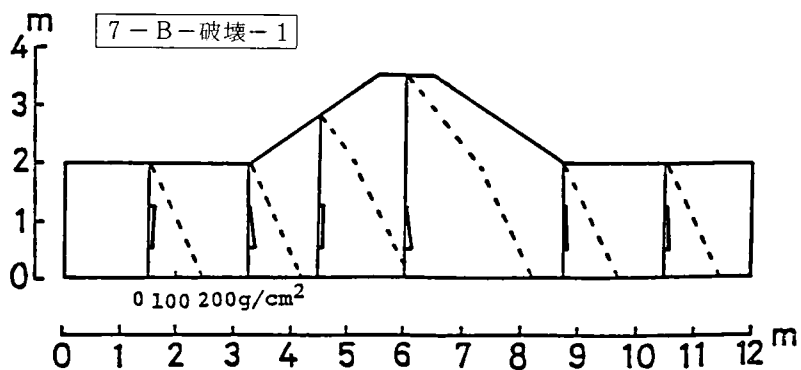
図 2.3.12 間隙水圧の時間変化



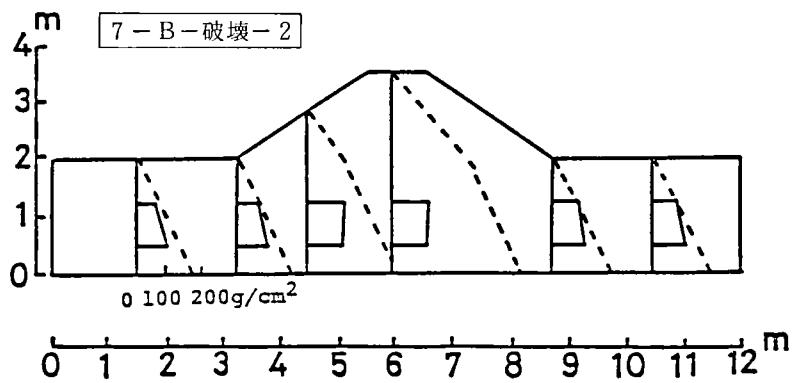
(a) TEST No. 6-B-破壊-1



(b) TEST No. 6-B-破壊-2



(c) TEST No. 7-B-破壊-1



(d) TEST No. 7-B-破壊-1

図2.3.13 間隙水圧分布

れてはならない。

ここで、再び図 2.3.13 を見ると、モデル 6、7 共、加振レベルが大きいときには、側方地盤部では過剰間隙水圧が有効上載圧にほぼ等しくなり、いわゆる完全液状化に至っている一方、盛土直下での過剰間隙水圧は有効上載圧に達せず完全液状化に至っていないことがわかる。これは、側方地盤部と盛土直下部での次のような二つの応力条件の違いに起因すると考えられる。

一つは、盛土直下では地下水位以上の盛土の存在のために、側方地盤部よりも、繰返しせん断応力比が小さく、液状化に至る繰返し回数はより大きくなる。しかし、図 2.3.12 の間隙水圧の変化を見ると、盛土直下における間隙水圧は加振終了よりも少し前に増加傾向を示さなくなっている。したがって、このことだけが盛土直下で完全液状化に到らない原因ではないと考えられる。

他の一つは、側方地盤部及び盛土直下部それぞれにおける水平土圧の変化である。どちらの部分においても、加振前には鉛直土圧と水平土圧（有効応力成分）は等しくない。したがって、加振中にこれらの全土圧（全応力）が一定に保たれたまま過剰間隙水圧が発生したとすると、図 2.3.14(a) の応力円の移動からも分かるように、過剰間隙水圧が初期有効鉛直応力に達することなく、土要素は破壊に至ることになる（ここでは、簡略化のため水平面内のせん断応力は無視をしている）。したがって、完全液状化は生じ得ない。しかし、図 2.3.9 に見た模型の破壊性状から、加振による各部の土の移動は、図 2.3.15 に示すように、盛土直下では地盤は側方地盤外側向きに側方に膨張するように、又側方地盤では逆に盛土から圧縮されるように生ずると考えられる。これにより、側方地盤部では、水平全土圧の増加が生じ、応力状態は図 2.3.14(b) に示すように等方に近ずき、結果として過剰間隙水圧は、初期有効鉛直応力に達し完全液状化が生じ得ることになる。逆にそのような水平土圧の増加の生じない盛土直下部では、図 2.3.14(a) のように応力状態は異方のままであり、完全液状化に至らずにせん断破壊を生ずると考えられる。

このような推論は、2-3-8 において小型盛土模型振動実験の結果に基づいて検証する。

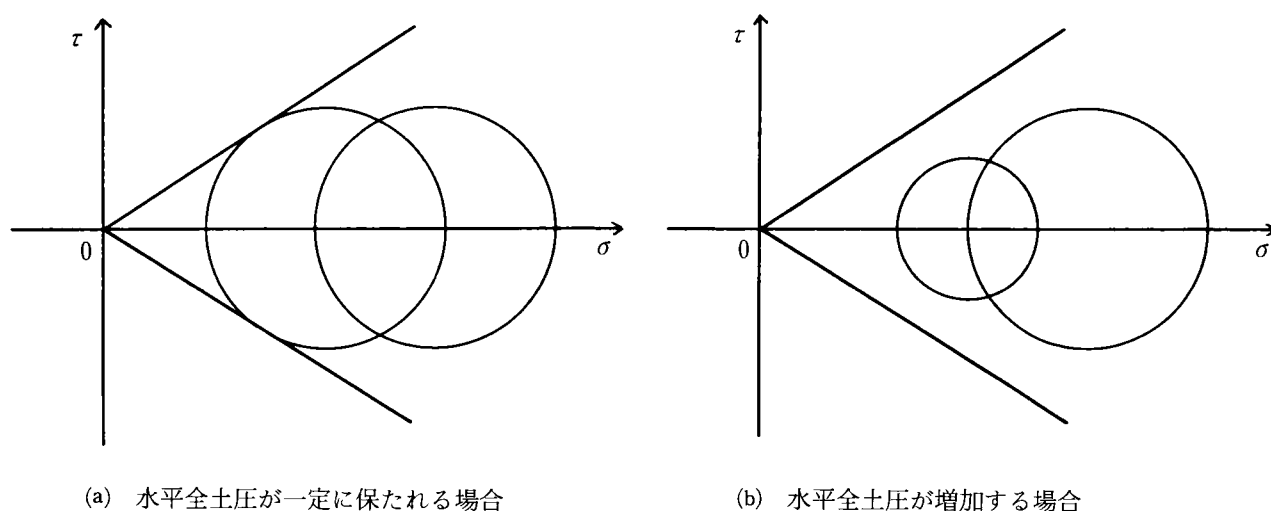


図 2.3.14 過剰間隙水圧の上昇に伴う応力状態の変化

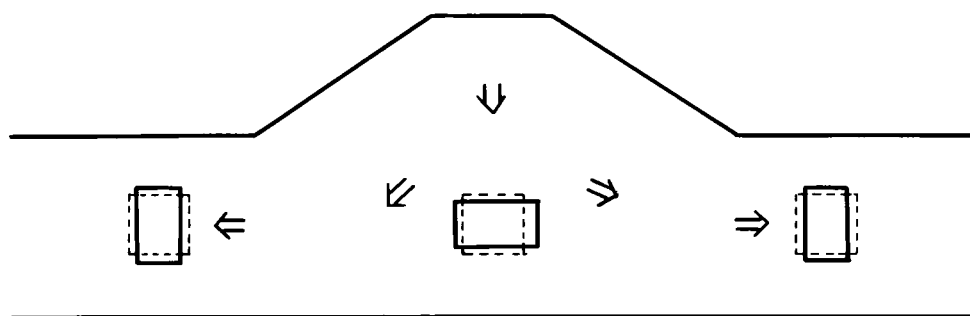
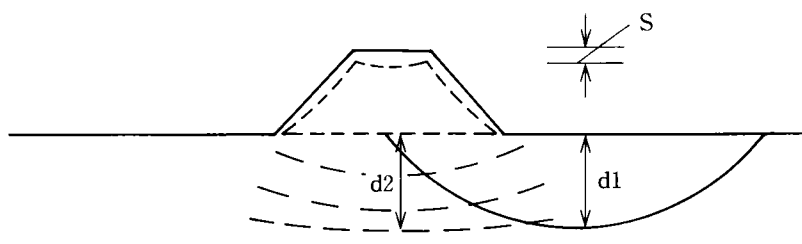


図 2.3.15 盛土・地盤各部の変形模式図

表 2.3.2 盛土模型挙動 (No. 6-B, 7-B)

実験ケース	破壊の 生起	沈下量 S(cm)	すべり土塊の 深さd1(cm)	堤体直下の影 響深さd2(cm)	完全液状化 領域範囲	考 察
6-B-破壊-1	非	1	—	—	—	
6-B-破壊-2	生	48	120	100~150	大	
7-B-破壊-1	非	0	—	—	—	
7-B-破壊-2	生	44	75	—	中	土槽端壁までの距離が小さく深いすべりが拘束される。 堤体拘束圧が大きく液状化領域は小さい。しかし、 上載圧が大きいため支持力へのゆとりは小さい。



#### 4) 破壊実験から見た盛土・地盤の挙動のまとめ

1)~3)に述べた破壊実験時の盛土・地盤の挙動は表 2.3.2 のようにまとめられる。したがって、盛土寸法の異なる模型 6, 7 を比較した場合、盛土寸法が大きく、かつ土槽端壁までの距離が小さく深いすべりが拘束されている模型 7 では、盛土直下での液状化領域は小さい一方、すべり安定に対する安全率は低いため周辺地盤への浅いすべりによる盛土沈下が全体として模型 6 と同程度になったと考えられる。

#### 2-3-4 液状化性地盤上の盛土の破壊現象の考察

この解析は各実験の結果を実用的なものに反映するために最も重要な部分を占める。すなわち、ここで行なう解析手法によって実験的に観察された破壊現象が説明できれば、その解析手法を用いて、現実の盛土の安定性を評価することが可能である一つの裏づけになるからである。この解析法は、要求される解析結果の目標水準や実用的に許容される手間等によっていくつかのものが考えられるであろう。ここで述べるのは、その中でももっとも低次のものと考えられる安定・不安定を評価するための安定解析法である。

共振点付近の振動数で加振するという類似した条件で破壊実験を行なった実験 1~5 についても、台加速

度の大きさ、地下水位の条件によって、破壊の生起・非生起の様々な状態が生じた。これらの結果を基に、盛土の動的な安定性を解析する簡便法を試みた(30)。

図2.3.9で見たように、地下水位が高い砂地盤における盛土の破壊形態は、側方地盤が液状化することによりすべり破壊を生じ、かつ、すべり土塊においてもせん断変形を生ずるものと、盛土下部地盤が軟化し盛土が全体的に沈下するものから成る。前者の内、すべり破壊は、土槽壁等の拘束がないときには、特に卓越するものとなると考えられる。盛土下の地盤に軟化が生ずるのは、入力振動が盛土高等に対して相対的にかなり大きい場合に生ずるものである。以上のような観点から、現象を単純化した固定した安定地盤に対して不連続な相対運動をする剛体土塊を考えるすべり面解析法を基本として適用することが考えられる。又、すべり面を円形で近似する。盛土・地盤に作用する地震動による慣性力の効果を静的な水平震度  $k$  によって表わすと、Fellenius の簡便円弧すべり面法による安全率算定式は次式で表わされる(31)。

$$F_s = \frac{\sum \{cl + (W \cdot \cos \alpha - ul - kW \cdot \sin \alpha) \tan \phi\}}{\sum (W \cdot \sin \alpha + kW \cdot \cos \alpha)} \quad (2.3.1)$$

ここに、 $F_s$ ：安全率、 $c$ ：土の粘着力、 $\phi$ ：土の内部摩擦角、 $W$ ：分割片の重量

$k$ ：震度、 $\alpha$ ：分割片底面が水平となす角、 $u$ ：すべり面に作用する間隙水圧

$l$ ：分割片底面の長さ (図2.3.16) 参照

(2.3.1) 式は、かなり一般的な式であるが、上式を次のように考えると実験結果をよく説明できることが見出された。すなわち、

- 1)  $c$ 、 $\phi$  を有効応力表示で考える。
- 2)  $u$  はすべり面に作用する静水圧及び実験時に観測された過剰間隙水圧とする。
- 3)  $k$  も又、実験時に観測された加速度分布から求めた鉛直方向に分布する震度とする。

1)と2)とは振動を受ける砂層の強度を静的なせん断強度定数と発生間隙水圧とから求めようとするもので、応力径路で表わせば、図2.3.17のように、繰返しせん断によって間隙水圧が  $u_r$  まで上昇したときの強度を、そのときの間隙水圧が変化しないものとして求めるという通常の静的有効応力法と軌を一にするものである。このような考え方は、上沢ら(18)によって試みられている。

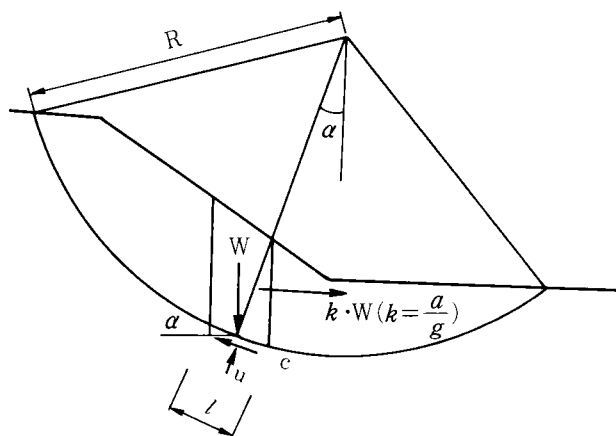


図 2.3.16 安定解析の記号説明図

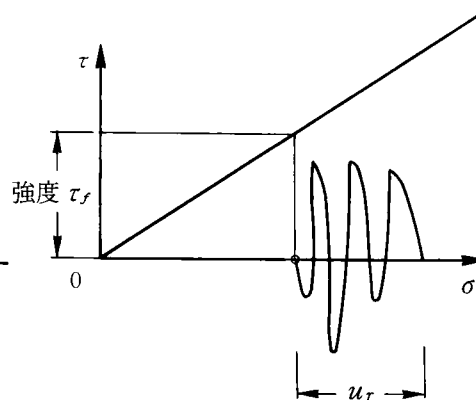


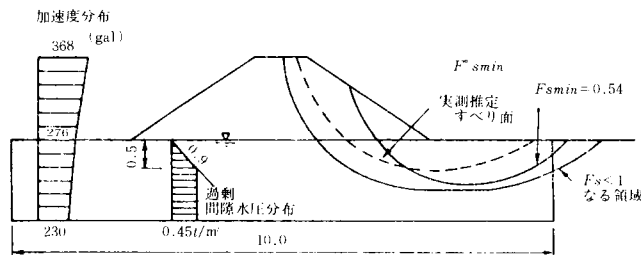
図 2.3.17 動的強度の説明図

3)の対象とする加速度分布は、定常振動と見なされる振動の比較的初期のものから求めた。

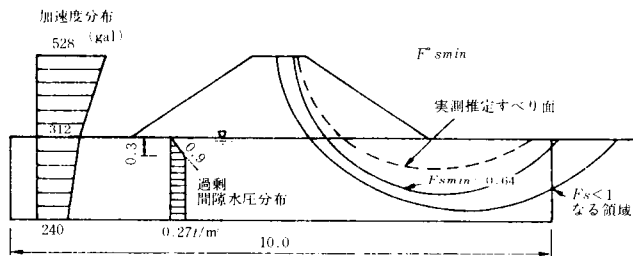
まず、図 2.3.18 は、3-B-破壊-2,3、2-B-破壊-2,3 について上のようにして求めた震度と測定した過剰間隙水圧の最大値を用いた計算結果を示すものである。計算条件の内、土質条件、震度分布及び間隙水圧条件は図 2.3.18 中に記した。同図にはさらに、実験後に盛土断面を切崩した際に観察した注入石灰の痕跡

計算に用いた土質条件

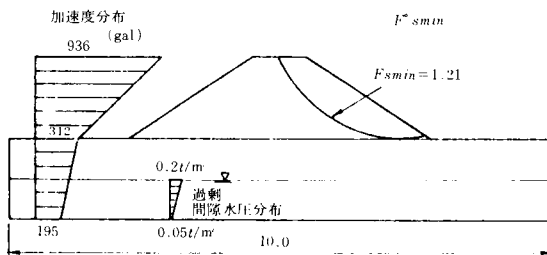
	$\gamma_s$ ( $t/m^3$ )	$w, S_r$ (%)	$\gamma_s$ ( $t/m^3$ )	$C$ ( $t/m^2$ )	$\phi^\circ$
地下水位以上	1.6	$w=10$	1.76	0.5	37.2°
地下水位以下	1.6	$S_r=100$	2.00	0.0	37.2°



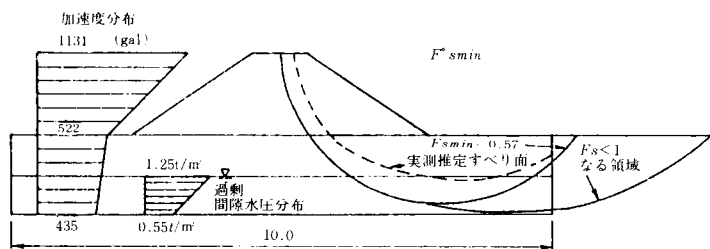
(a) 安定計算結果 (3-B-破壊-2)



(b) 安定計算結果 (3-B-破壊-3)



(c) 安定計算結果 (2-B-破壊-2)



(d) 安定計算結果 (2-B-破壊-3)

図 2.3.18 安定計算結果



から推定した実測すべり面も記入してある。これらの結果を見ると、実際にすべり破壊を生じた場合については計算上も最小安全率  $F_{smin} < 1$  となり、逆に計算上  $F_{smin} > 1$  となる場合には実験時にすべり破壊を生じていない。次に、実測すべり面の形状について考えてみる。これは、必ずしも  $F_{smin}$  に対応するすべり円と一致するものではない。理屈の上からは、 $F_{smin}$  のみならず  $F_s < 1$  となるすべてのすべり円に含まれる土塊は、振動時にすべる可能性があると考えられる。このような観点から、図 2.3.17 中には  $F_s < 1$  なる領域の包絡線を記した。この領域は実際に観測されたすべり面よりかなり大きい。これは、実験時には土槽の端壁によって土塊の移動が拘束されたためと考えられる。同様の考えを他の実験ケースについても適用して安定計算法と用いた条件の設定法の妥当性を確めた。なお、このとき、計算に用いた過剰間隙水圧は、破壊変形が加振の比較的初期から生じていることを考慮して、加振の比較的初期の値を用いた。

このような一連の安定計算と実験結果の対比から次のような結論に至った。

地震時の盛土の安定性の検討は、地震時に地盤内に発生する間隙水圧を考慮すれば、簡単な円弧すべり面法と震度法とを組合せた略算法によってなしうる可能性が高い。

この結論が適用できる前提には次のような条件がある。

- 1) 盛土・地盤の各部について実測された加速度を用いること。
- 2) 地盤の各部において実測された間隙水圧を用いること。
- 3) 加振が定常繰返しでその繰返し回数が多いこと。

上に述べた安定解析は、このような実験においてのみしか入手できない盛土・地盤の加速度・間隙水圧性状という情報を用いて行なったものである。

実用のためには、このような解析に用いる加速度・間隙水圧を実測によらず他の方法により推定を行うことが必要である。さらに、ここに述べた方法は、このような振動を受ける盛土の安定解析に対する唯一の方法ではなく、動的強度の求め方等において議論すべき点は多い。これらの議論は、2-3-6 において述べる。

### 2-3-5 残された課題

前項まで大型模型を用いた振動実験によって液状化性地盤あるいはその上に構築された盛土の地震時挙動について考察を行ってきた。その結果、次のようなことが主たる結論として明らかにされた。

- 1) 液状化は地盤中の発生間隙水圧と密接に関連している。
- 2) 水平地盤中に発生した間隙水圧は、地盤のせん断強度の低下に大きく影響する。盛土の基礎地盤中の間隙水圧を用いて推定した低下強度を用いた斜面安定計算は破壊の発生の有無をよく説明することができた。

これらの知見に加えて、その後の様々な周辺知識の進展に伴い、さらに、特に液状化性地盤上の盛土に関する次のような項目が課題として残されていると考えた。

- 1) 盛土の安定解析に発生間隙水圧を考慮した有効応力強度を提案したが、その一方、水平地盤については、通常ひずみ基準による全応力強度が用いられている。盛土の安定検討にはどちらが合理的か。
- 2) 大型模型の製作には、不飽和砂を足踏みし、築造後に給水して飽和を図るという方法をとったが、このような地盤は飽和度ならびに作成法の影響を受けるため、室内要素試験から求めた液状化特性とは簡

単に対応づけられるものではない。より単純でかつ明確な地盤作成法をとる必要がある。

- 3) 既往の実験は、すべて一定周波数の正弦波での加振を行ってきたが、盛土の破壊に及ぼす加振波形の影響はどうか。特に不規則波加振時の挙動はどのようになるか。
- 4) 加振によって地盤中において生じている現象を詳細に解析することにより、要素試験との対応ならびに盛土の破壊機構を明らかにする。

以上のような項目を明らかにすることを目的として、これまでのものよりかなり小型の模型盛土振動実験を実施することにした。又、これと平行して、盛土の地震時安定解析に用いる地盤の動的強度の意味を明らかにすることを試みた。

## 2-3-6 安定計算に用いる動的強度の考察(32,33,34)

### (1) 地震による斜面・盛土の破壊

我が国においては、地震後に斜面や盛土の変状・崩壊を多く見ることがある。地震とこのような崩壊現象の関係は様々な観点から考察することができるが、地震動と崩壊との生じた時期の関連から見ると、以下のような場合に分類される。

- 1) 地震動中に崩壊が生じる。
- 2) 地震動が終了した後、比較的短い時間内に崩壊が生じる。
- 3) 地震動の後、長期間後に崩壊が生じる。

1)は、最も普通に地震による崩壊と呼ばれるものであり、最も多く生ずる。

2)は、地震動が取り、すなわち荷重が地震前の状態に戻り、降雨等の外的条件の変化がないにもかかわらず、しばらくの後に崩壊が生ずるものである。この場合の崩壊メカニズムとして、既往の事例の多くでは、地震動中に地盤や盛土中に発生した過剰間隙水圧の分布が時間の経過とともに変化した結果、全体としてより安定度の低い状態に至って崩壊が生じたものと考えられている。このような例も、広義には地震による崩壊例と呼ぶことができる。

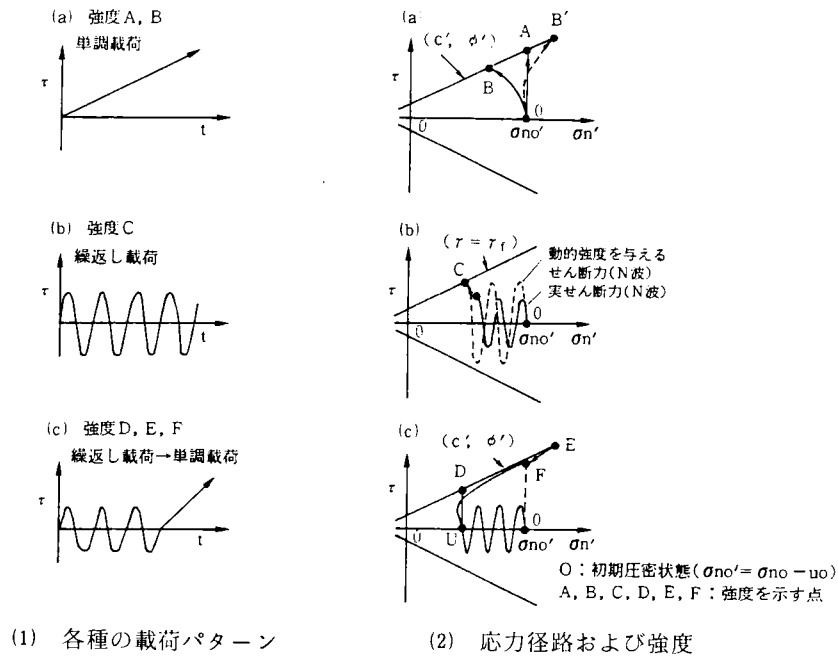
3)は、2)よりも時間スケールが長く、地震によって比較的軽微な変状（亀裂等）を生じた斜面が、その後の降雨等によって多くの崩壊を生ずるようなものである。このような例では、地震が誘因の一部とはなっているが、通常、地震による崩壊とは見なされない。

したがって、上記の1)及び2)が、地震による崩壊と言えるであろう。さらに、1)は地震中の崩壊、2)は地震後の崩壊とすることができる。このように分ける意味は、後述するように、安定解析に用いる荷重や土の強度が異なったものとなることにある。

### (2) 地震安定解析に用いる土の強度

(1)で述べたように、地震による斜面崩壊には、地震中の崩壊と地震後の崩壊とがある。それぞれの安定解析に用いる土の強度は、次のようになる。

地震中の崩壊：この場合、自重に起因する静的応力  $\sigma_s$  は一定とし、地震時慣性力による動的応力過程の振幅  $\sigma_d$  を変えたときに破壊ひずみ  $\varepsilon_f$  に達する条件から強度  $\sigma_f$  を定める。このときの載荷パターンは、後に図2.3.19(1)(b)に示す。



地震後の崩壊：地震後に作用する荷重は、基本的には地震前から存在する静的な自重に戻るから、個々の要素について独立に考えれば、地震動が終了した時点で破壊していなければ、その後に破壊することはあり得ず、現実には生じた地震後の斜面崩壊は地震中及び後に生ずる応力の再配分乃至は間隙水圧の伝播による強度分布の変化といった個々の要素ではなく全体系の中での現象としてとらえなければならない。しかし、この場合にも基準となる土の強度として、自重及び地震動による静的及び動的応力  $\sigma_s$ ,  $\sigma_d$  を受けた土に静的荷重が作用したときに破壊ひずみ  $\epsilon_f$  に達する残留強度  $\sigma_r$  を考えることができる。このことは、後に図 2.3.19 (1)(c)のような载荷パターンで模式的に示される。

この後者の考え方は、以下のようにして、地震中の崩壊に対する強度としても用いることができる。

地震中の崩壊を検討するときに、土に  $N$  回まで動的応力が载荷された状態を考える。

このときに、次の  $N+1$  回目の動的応力载荷がなされるとして、 $N$  回まで载荷された土に残留する強度を求めておくと、両者の応力及び強度を比較することにより、安全率を求めることもできる。これらのことをまとめると、表 2.3.3 のようになる。

以下に、両者の方法を念頭において地震安定解析（(1)で述べた地震中の崩壊及び地震後の崩壊を対象とする）に用いられるいくつかの土の強度をまとめると表 2.3.4 のようである。同表を補足説明するために、図 2.3.19 に各強度に対して想定される作用外力の载荷パターン及びそれぞれの強度発現に至る応力径路を示す。この場合、簡略化のために、初期に作用する静的応力は除いて示している。

表 2.3.4 では、6 種類の強度を静的強度と動的強度に分類している。

静的強度は図 2.3.19 (1)(a)に示したように、単調载荷時に発揮される強度であり、地震時安定に対して本来の動的強度に対する近似値として用いられる。

表 2.3.3 対象とする崩壊と載荷パターン

崩壊パターン	載荷パターン
地震中の崩壊	図 2.3.19(イ)の (b)又は(c)
地震後の崩壊	図 2.3.19(1)の(c)

表 2.3.4 強度の分類

分類	強度基準	排水条件	載荷 パターン	応力経路 及び強度	強度の発現される時期	対応すべき 外力条件	出 典
静的強度 (中調載荷)	中調載荷において発現される最大強度	排水	a	A	地震時 (透水性が高いときのみ)	自重 + 地震力	ダム設計基準(1978) 新耐震設計法(1977)
		非排水	a	B	地震時 (衝撃的な地震力が作用するとき)	自重 + 地震力	ダム設計基準(1978) 新耐震設計法(1977)
動的強度 (繰返し載荷)	繰返し載荷中に生ずるひずみの大きさの基準値に対する応力過程の最大値	非排水	b	C	地震時	自重 + 地震力	Seed (1966) 石 原 (1966)
		不完全排水 <sup>*)</sup> (繰返し載荷時の間隙水圧維持)	c	D	地震中の各時点  お よ ひ  地震後(直 後)	自重 + 地震力  自重のみ	鉄道技研 (1972) I 研 (1975) 宅地造成 I (1978) 松石純さい (1980)
		非排水 <sup>*)</sup>	c	E	地震中の各時点  お よ ひ  地震後(直 後)	自重 + 地震力  自重のみ	Castro (1976) Seed (1979) ** 東京都 (1983)
		完全排水 <sup>*)</sup> (静水圧に戻る)	c	F	地震後(長時間経過後)		Seed (1979)
		<sup>*)</sup> 地震時はすべて非排水と考える	図 2.3.19 (1)	図 2.3.19 (2)			<sup>*)</sup> 地震力なし

動的強度は図 2.3.19 (1)(b)(c)に示すように、荷重が繰返しの作用することを想定している。これらは、上述したようにそれぞれ地震中の崩壊及び地震後の崩壊に対して用いられる。ただし、後者の動的強度は、上述したように、前者の崩壊のためにも用いられる。

表 2.3.4 における 6 種類の強度の内、盛土の地震時安定解析において実用的に多く用いられている 3 つの強度 (強度 A, C, D) の特徴は以下のようである。

図 2.3.20 は、これら 3 つの強度の差が著しいと考えられる飽和した砂 ( $c' = 0$ ) について初期応力の作用しない場合を想定し、地震外力の繰返し回数と強度の関係を示す図上で、それぞれの強度の特徴を示したものである。この場合、それぞれの  $\tau_f$  は次式で表わされる。

$$\text{強度 A : } \tau_f = \sigma_{no}' \cdot \tan \phi' \quad (2.3.2)$$

$$\text{強度 C : } \tau_f = \sigma_{no}' \cdot \tan \phi_D = \sigma_{no}' \cdot R(N) \quad (2.3.3)$$

$$\text{強度 D : } \tau_f = (\sigma_{no}' - u_e) \cdot \tan \phi' = \sigma_{no}' \cdot (1 - u_e / \sigma_{no}') \cdot \tan \phi' \quad (2.3.4)$$

ここに、 $\sigma_{no}'$  : 初期有効圧密圧力、 $\phi'$  : 静的せん断抵抗角、 $\phi_D$  : 動的せん断抵抗角、 $R(N)$  : 液状化強度比、 $N$  : 繰返し回数、 $u_e$  : 繰返し荷重により発生する過剰間隙水圧。

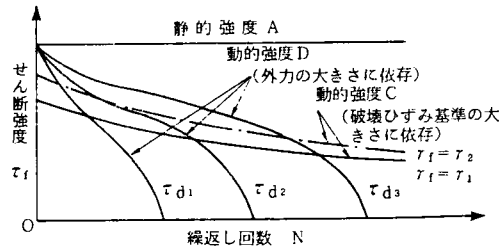


図 2.3.20 各種強度の比較

強度Aは外力に依存しない一定の値である。強度Cは地震外力の等価繰返し回数  $N_{eq}$  及び破壊ひずみ基準  $\gamma_f$  を与えれば決る。強度Dは地震外力  $\tau_d$  及び繰返し回数  $N_{eq}$  の大きさに依存する性質のものであることが同図より分る。強度Dは表 2.3.4, 図 2.3.19 で示したように、繰り返し載荷後の静的載荷に対して想定される様々な排水条件の内、繰り返し載荷直後に残留する間隙水圧がそのまま保たれるとする特殊な排水条件における地震後強度であることにも留意すべきである。

なお、上述した動的強度の内、強度Cは、強度の定義中に間隙水圧が陽に含まれないので、全応力強度と呼ぶことができる。強度Dは、間隙水圧を媒介としているため、有効応力強度と呼ぶことができる。この場合に、現在の間隙水圧状態から破壊を生ずるせん断応力に伴う間隙水圧変化は考慮しないのが通常の方法であり、従って、この方法は、本来の有効応力強度ではなく擬似有効応力強度と呼ぶべきものである。

### (3) 震度（外力）と強度の組合わせ

上述した全応力強度の場合、図 2.3.19 (2)(b)に示したように、作用外力と強度を求めるための荷重の波形は同じであるが、一応両者の作用過程は別個のものであり、安全率を求めるための比較は、両過程ともそれぞれを代表する値として、例えば、両過程の最大値をとって考える。

一方、上述の有効応力強度の場合、図 2.3.19 (2)(c)に示したように、強度は地震動に対応する作用外力を加えた後に、静的荷重を加えるものであり、外力と強度の比較のための強度算定には、図 2.3.21 を参照して以下の4種のものが考えられる。この場合、外力・強度ともせん断応力で考えると同時に一般に初期せん断応力が存在することを考慮している。

- 1) 最大せん断応力時の間隙水圧を用いる ( $\tau_{f1}$ )。
- 2) 繰返しせん断終了時の間隙水圧を用いる ( $\tau_{f2}$ )。
- 3) 最小せん断応力時の間隙水圧を用いる ( $\tau_{f3}$ )。
- 4) 初期せん断を無視した繰返しせん断による間隙水圧を用いる ( $\tau_{f4}$ )。

応力レベルで見た安全率  $F_s$  は、それぞれの強度  $\tau_f$  と最大せん断応力  $\tau_e$  から

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_e} \quad (2.3.5)$$

と定義される。

- 1) は、真の有効応力強度と言うべきもので、常に  $F_s > 1$  である。
- 2) 及び 3) は、せん断応力作用時点と間隙水圧考慮時点が異なり、擬似有効応力強度であり、 $F_s < 1$  となり得る。

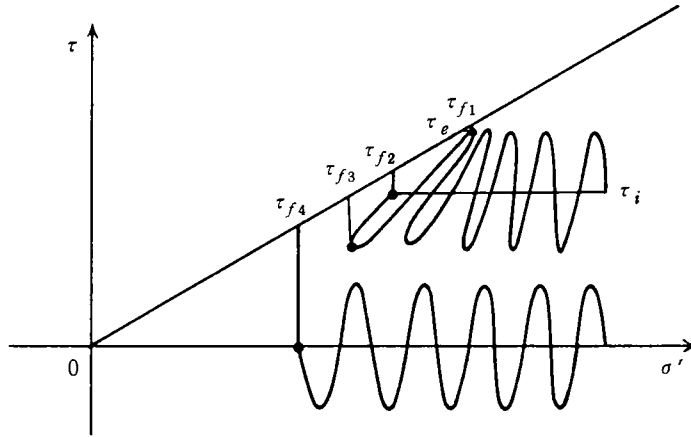


図 2.3.21 初期せん断がある場合の有効応力径路と強度のとり方

4)は、繰返し载荷に対する変形特性における初期せん断の影響を無視した最も簡略なものであり、この場合にも  $F_s < 1$  となり得る。

外力と抵抗の関係を厳密に考えていくと、外力は抵抗以上のものが作用し得ないから、 $F_s < 1$  となり得ない。しかし、従来の安全率法は、 $F_s$  が 1 を下回る程度が破壊の程度に結びつくという考え方に基づくものであり、便宜的な指標として、上述の 2)3)4)の強度が用いられる。

なお、我国の各種技術指針等においては、水平地盤の液状化については、全応力強度が用いられ(35)、斜面安定解析については、表 2.3.4 に示したように、有効応力強度（上述の 4)の方法）が用いられている(36,37)。

Seed(38)や石原(39)は、斜面安定解析にも全応力強度を用いることを提案している。以上に述べたいくつかの強度の取り方等について 2-3-9、3-2 において模型振動実験及び被災盛土事例から検討を行う。

### 2-3-7 小型実験の概要 (32,40)

#### (1) 目的

実験は 2-3-4 までに述べた大型模型実験結果を踏まえて次の 4 項目を目的として行なった。

- 1) 地震による盛土の破壊機構を詳細に調べる。
- 2) 盛土の地震時被災度に及ぼす入力地震動特性の影響を調べる。
- 3) 盛土の地震時安定に大きく影響する土の動的強度はどのように表わすのがよいかを調べる。
- 4) 不規則に作用する地震外力と震度法すべり面計算に用いられる震度との関係を調べる。このために、実験では 6 つの盛土模型を作成し、それぞれに異なった地震外力を与えて振動破壊実験を行なった。

#### (2) 実験方法

##### 1) 実験装置

実験装置は、2-1-3 模型振動実験の方法(2)で述べたものである。

##### 2) 実験模型

模型の形状寸法を図 2.3.22 に示す。模型材料には盛土、地盤ともに豊浦砂を用いた。盛土と地盤の境

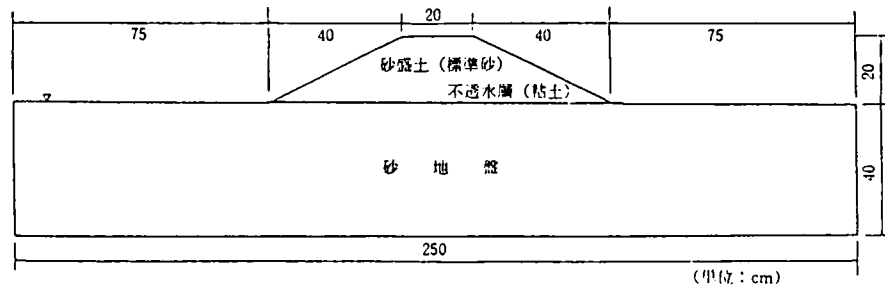


図 2.3.22 小 型 盛 土 模 型

界には薄い粘土膜を敷き、盛土が水を吸って振動実験時に液状化することを防いだ。

地盤は相対密度  $Dr$  が 80% 程度の密なものを空中落下法で作成した。計画時には密な地盤の作成方法として、水中落下後に突き固める方法と、空中落下法の 2 つが考えられたが、飽和度にやや問題があるものの、施工性の良さと模型の再現性・均一性を考えて後者を選んだ。サンドホッパーで乾燥砂を落させた後は、飽和度を上げるために二酸化炭素を通し、最後に脱気水を下部より注水し、飽和状態とする。盛土は湿潤砂（含水比  $w=9\%$  程度）を手で突き固めて作成した。

表 2.3.5 に実験に用いた 6 模型の地盤と盛土の密度の測定結果を示す。密度は投入した砂の重量を体積で除して求めたものである。表 2.3.5 によると地盤の平均相対密度は 75% であり、目標とした 80% よりやや低い。しかも、模型によって相対密度がかなりばらついている。この原因としては、ホッパーの移動速度の影響が考えられる。盛土の平均湿潤密度は  $\rho_t=1.36 \text{ g/cm}^3$  であった。

### 3) 実験方法・実験条件

実験は 6 つの模型盛土について行い、各模型に対して共振実験と強振実験を実施した。

#### (i) 共振実験

共振実験は模型に破壊および液状化を生じない程度の低い一定加速度の正弦波形（約 10 gal）で、振動数を 5 Hz から 30 Hz まで 1 Hz 刻みに上げて行くスイープ方式で行った。

#### (ii) 強振実験

強振実験は、各ケースで加振波形（大別して規則波と不規則波）と加振振動数（規則波の場合）を変えて行った。各ケースの加振条件を表 2.3.6 に示す。ケース 1～3 は規則波（正弦波）を用いた実験で、加振振動数をそれぞれ 2.5 Hz, 10 Hz, 5 Hz とした。ケース 4～6 は不規則波を用いた実験で、ケース 4 は図 2.3.23(a) に示す衝撃型波形を、ケース 5, 6 は図 2.3.23(b) に示す振動型波形を用いた。これらの不規則波形は、図中に示したように十勝沖地震時の観測波形をもとに、その時間軸を調整して作成したものである。又、衝撃型、振動型波形という呼び方は、石原・安田(41)が地震波形に対して用いた分類に準じたものである。ケース 6 で用いた波形はケース 5 の波形の時間軸を 2 倍に引き伸ばしたものである。

なお、これらの異なった地震外力の実験条件としての相互の関係は次のように考えられる。

本来、模型振動実験の原型に対する入力振動は不規則地震波である。模型実験においては、一定振幅の規則波で行うことが多いが、想定する不規則地震波に対してどのような規則波を用いるならば、

表 2.3.5 小型盛土模型の密度

ケース	模 型 密 度			
	地 盤		盛 土	
	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$D_r$ (%)	$\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	$W$ (%)
1	1.583	7.9	1.353	9.3
2	1.565	7.3	1.256	8.8
3	1.575	7.6	1.373	8.2
4	1.583	7.9	1.381	9.6
5	1.565	7.3	1.426	10.1
6	1.550	6.8	1.371	8.1

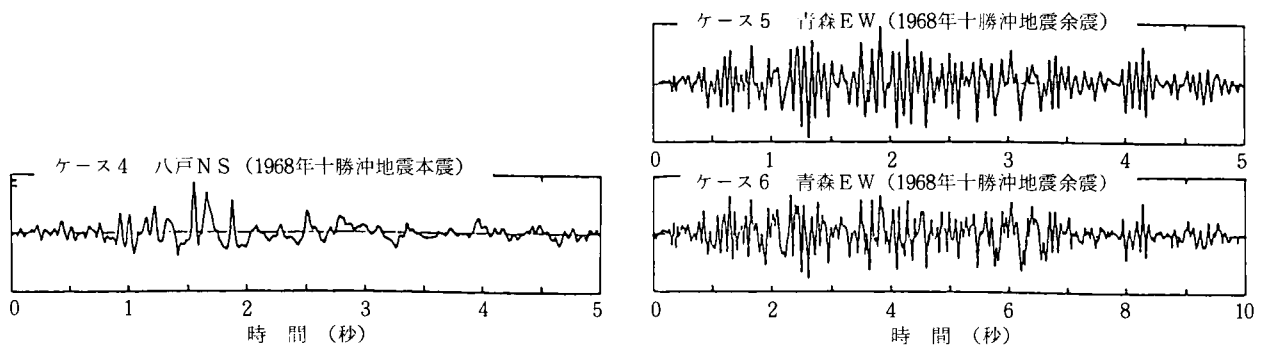


図 2.3.23 模型への入力波形 (ケース 4,5,6)

元の不規則波に対応する実験の代用として意味があるかは重要な問題である。模型の破壊に注目した場合、模型の応答加速度と繰返し载荷波数がまず重要な因子であろう。しかし、不規則波の場合、応答加速度も当然不規則で、例えば、応答加速度の最大値は求まるが、最大値以外のその他の加速度の持つ効果や波数の数え方には未だ定まった考え方はない。

したがって、この実験の目的は、当面何らかの観点から加振波が相互に比較できると見なされる条件下での実験結果を比較することにより、上述したような波形の影響の考え方を明らかにしてゆくことにある。ここでは、以下のように考えた。

加振振動数が 1 次共振振動数よりも十分低ければ、模型は剛体的な振動をするであろうから、模型の応答加速度は振動台加振加速度にほぼ等しいと考えてよい。したがって、波形の意味はすべて加振加速度で考える。とすれば、加振加速度の大きさ（最大値）と繰返し波数が等しい条件下での実験結果から、波形の影響が得られることになる。ここで、繰返し波数は規則波の場合は容易に定められるが、不規則波の場合には、ゼロクロッシング法等いくつかのものがある。ここでは簡単化のために、不規則波の卓越周波数  $f_0$  を求め、これと加振時間  $t_d$  との積  $f_0 \cdot t_d$  を繰返し波数  $N$  と考えることにした。表 2.3.6 に示したように、規則波の場合、 $N=20$ 、不規則波の場合  $N=25$  である。不規則波の中で、波形の影響を特に比べるためのものが、ケース 4,5 である。さらに、上に定義した繰返し波数は若干異なるが規則波のケース 3 と合わせて波形の影響を見ることができる。



表 2.3.6 小型盛土模型の加振条件

ケース	加 振 条 件			
	波 形	振 動 数 $f$	加振時間 $t_d$	$f \times t_d$
1	規 則 波 ( $N=20$ 波)	$f = 25 \text{ Hz}$	8 秒	2.0
2	規 則 波 ( $N=20$ 波)	$f = 10 \text{ Hz}$	2 秒	2.0
3	規 則 波 ( $N=20$ 波)	$f = 5 \text{ Hz}$	4 秒	2.0
4	不規則波 (衝撃型)	$f_0 = 5 \text{ Hz}$	5 秒	2.5
5	不規則波 (振動型)	$f_0 = 5 \text{ Hz}$	5 秒	2.5
6	不規則波 (振動型)	$f_0 = 2.5 \text{ Hz}$	1.0 秒	2.5

$f_0$  : 卓越周波数

表 2.3.7 小型盛土模型の段階加振加速度

ステップ	加 振 加 速 度 (gal)					
	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6
1	1.9	3.4	1.5	2.2	1.5	2.5
2	11.7	17.2	9.0	9.4	11.2	9.5
3	17.5	18.4	14.9	15.6	18.9	20.3
4	22.0	8.1	20.3	21.1	28.5	30.9
5	40.9	26.0	26.2	26.8	37.6	41.5
6	-	31.8	31.5	31.9	49.6	51.2
7	-	36.4	35.8	39.2	61.4	59.1
8	-	41.4	-	41.2	73.2	77.4
9	-	50.3	-	47.6	83.2	-
10	-	54.0	-	51.5	-	-
11	-	54.2	-	56.5	-	-
12	-	-	-	67.0	-	-
13	-	-	-	88.4	-	-
14	-	-	-	87.4	-	-
15	-	-	-	99.1	-	-

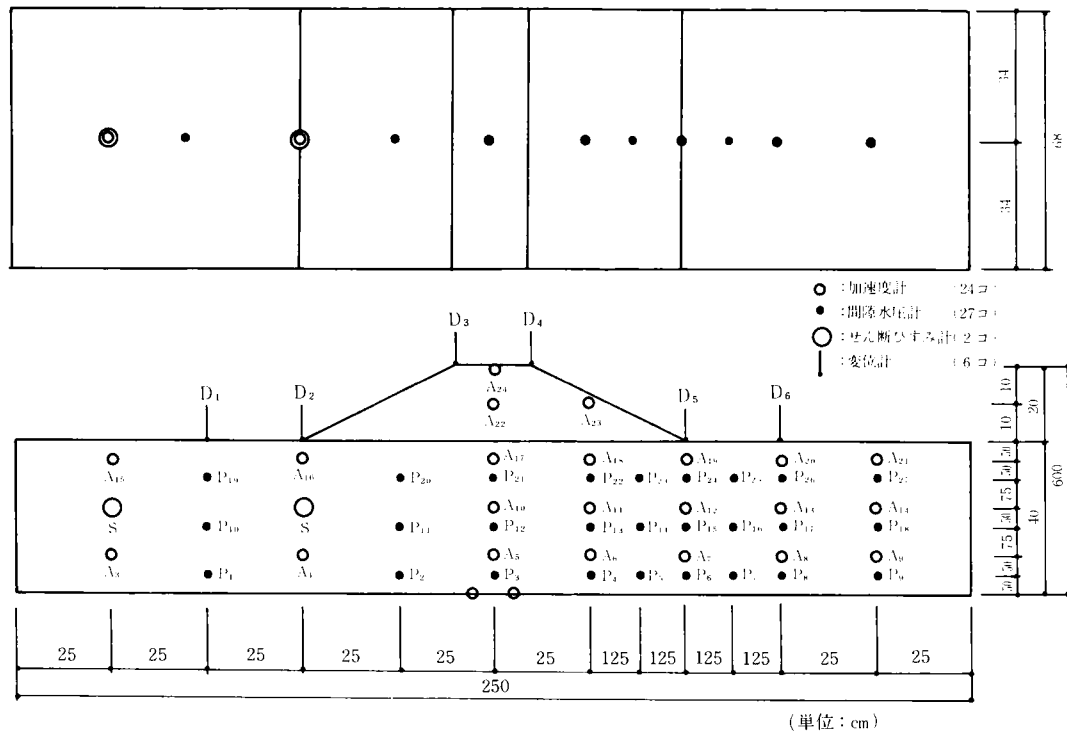


図 2.3.24 計測器配置図

次に、加振振動数の影響を見るためには、ケース 1, 2, 3 並びにケース 5, 6 の比較をする。厳密に言えば、これらの各ケースでは波数を同一にして振動数を変えているため、加振時間がそれぞれ異なり、加振中に発生過剰間隙水圧の消散の影響があるとすれば、この影響も含まれたものとなる。

強振実験では、各ケースにおいて、加振加速度の大きさを変えて 5～15 段階の段階加振を行なった。表 2.3.7 に、各ケースの段階加振加速度を示す。

計測器の配置は図 2.3.24 に示すようである。

## 2-3-8 実験結果

### (1) 共振実験結果

共振実験により得られた共振曲線の形から、模型の1次固有振動数が30 Hzよりも高いことがわかった。したがって、10 Hz以下の振動数では応答倍率がほぼ1で、位相差もほとんどなく模型は剛体的な応答をすることがわかる。

### (2) 強振実験結果

強振実験においては、加振段階・加振条件（波形）と生ずる被害程度との関係、強振時（破壊過程）において生ずる内部現象（間隙水圧、応力、ひずみ等）について注目すると同時に、破壊現象乃至は被害の程度を少しでも定量的に説明するための基礎データを得ることが目的である。この後者の観点からの実験結果の考察は、2-3-9において行う。

#### 1) 時刻歴

表2.3.4に示した各ケース各段階の中で、各ケースにおいて累積天端沈下量が2.5 mmを初めて越えた段階の加速度、過剰間隙水圧、天端沈下量の時刻歴を図2.3.25に示す。この図より次の事がわかる。

- (i) 過剰間隙水圧がそれほど上昇していない加振開始直後では、規則波加振、不規則波加振のいずれのケースにおいても、模型の応答加速度は振動台加速度とほとんど同じである。これは、1)で述べたように模型の固有振動数が30 Hz以上と高いのに対し、実験に用いた入力振動は20 Hz以上の高振動数成分が少なく(2-3-7(3)参照)、土の軟化がまだ進んでいない加振開始直後では模型は剛体的な応答をしているためである。
- (ii) 過剰間隙水圧がある程度の大きさまで上昇すると、応答加速度波形が乱れる。この乱れは水平地盤部(A 20)の方が激しい。
- (iii) 過剰間隙水圧が上昇した後の加速度応答は、入力地震動によって異なる。例えば、ケース1-4では間隙水圧の上昇後、応答加速度が大きくなっている。これに対し、ケース2-2では逆に応答加速度が小さくなっており、水平地盤部(A 20)ではほとんど応答しなくなってきている。一般に、過剰間隙水圧の上昇による土の軟化を考えない応答計算は、大きめの応答を示すので安全側の結果を与えると言われているが、今回の実験のケース1-4のように、間隙水圧上昇後に応答加速度が大きくなる場合もあることは留意すべき点である。
- (iv) 規則波加振ケース(1~3)では、一旦上昇した過剰間隙水圧は加振終了まで維持される。これに対し、不規則波加振(ケース4~6)では、加振後半の加振加速度が小さくなった所で、過剰間隙水圧が消散している。これは、加振レベルが低下したことにより、発生間隙水圧が小さくなるためと考えられる。
- (v) 盛土の天端は、過剰間隙水圧がある程度上昇した時に沈下し始める。また、不規則波加振(ケース4~6)では加振後半に過剰間隙水圧が消散し始めると、盛土天端の沈下が進まなくなる。
- (vi) 図2.3.25に示すケース2-2を除く全てのケースで、水平地盤部の加速度計A 20の記録にひげ状のところがみられる。このひげは密な砂の特性であるサイクリックモビリティを表わすものである。これについては、応力～ひずみ関係の所で再び触れる。

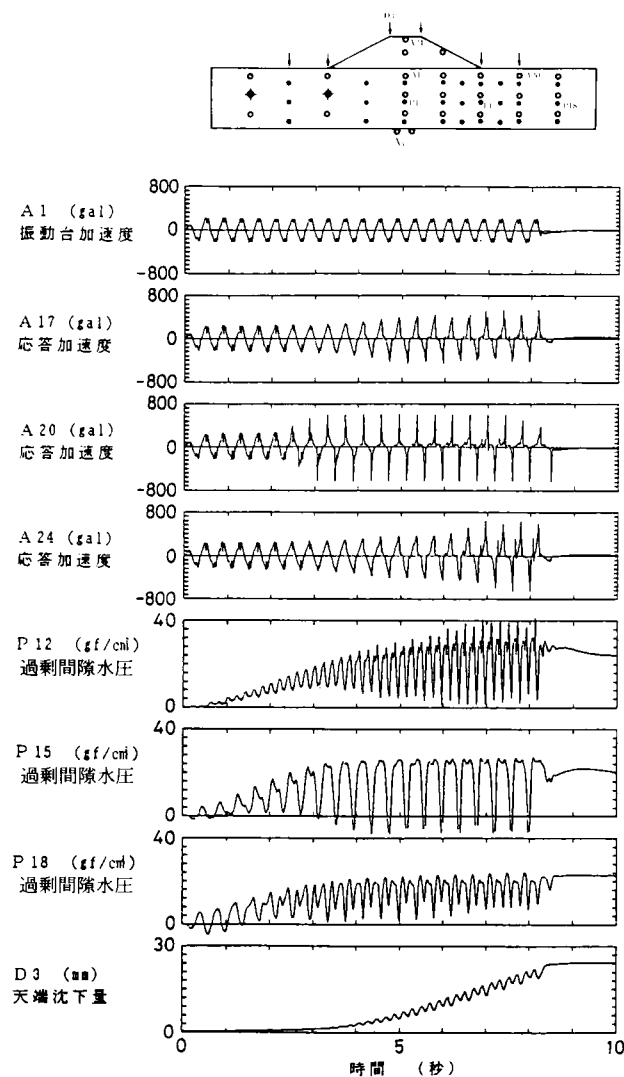


図 2.3.25(a) 加速度・過剰間隙水圧・天端沈下の時間変化 (ケース 1-4, 220 gal 加振時)

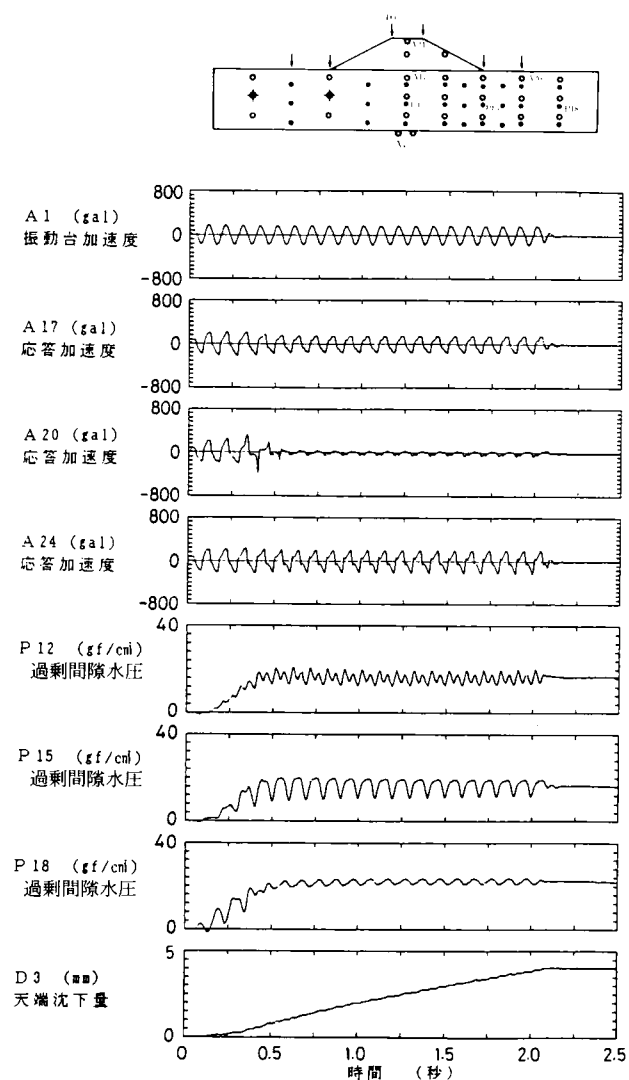


図 2.3.25(b) 加速度・過剰間隙水圧・天端沈下の時間変化 (ケース 2-2, 172 gal 加振時)

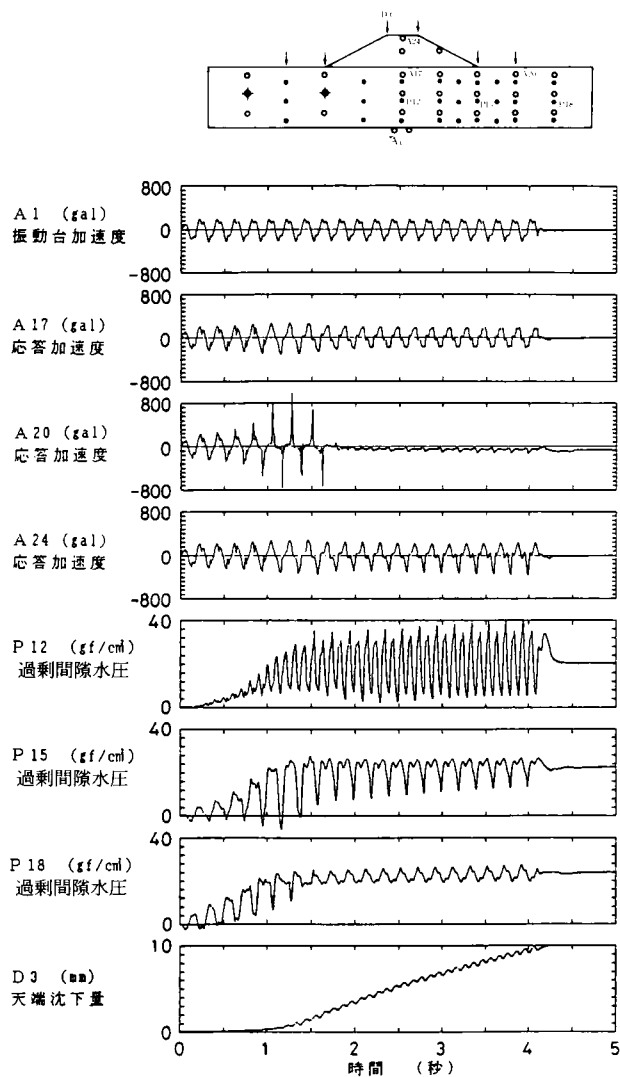


図 2.3.25(c) 加速度・過剰間隙水圧・天端沈下の時間変化 (ケース 3-4, 203 gal 加振時)

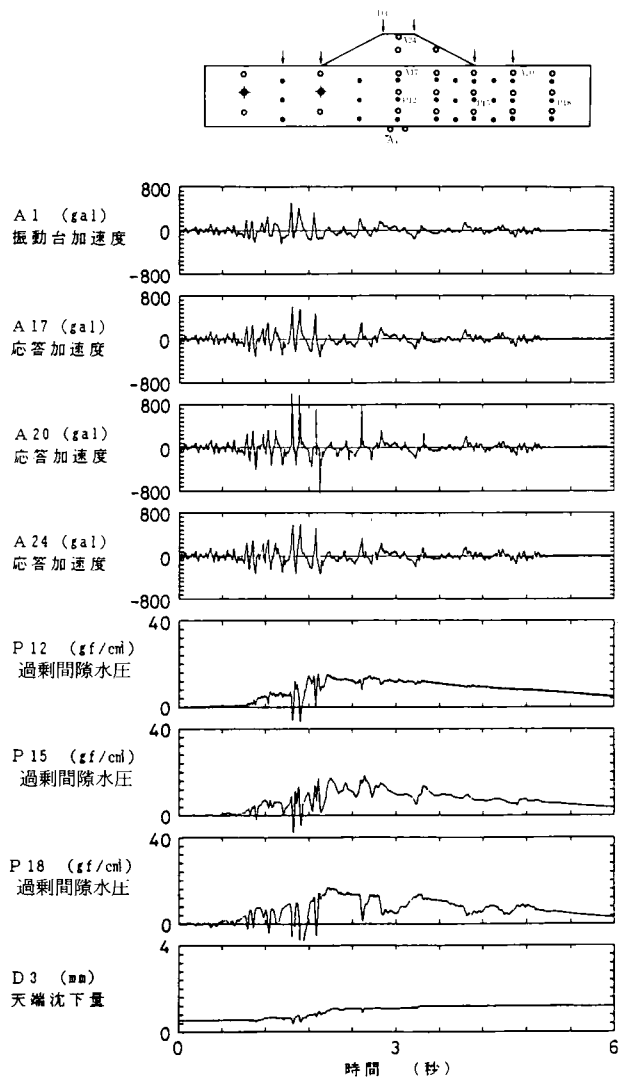


図 2.3.25(d) 加速度・過剰間隙水圧・天端沈下の時間変化 (ケース 4-10, 515 gal 加振時)

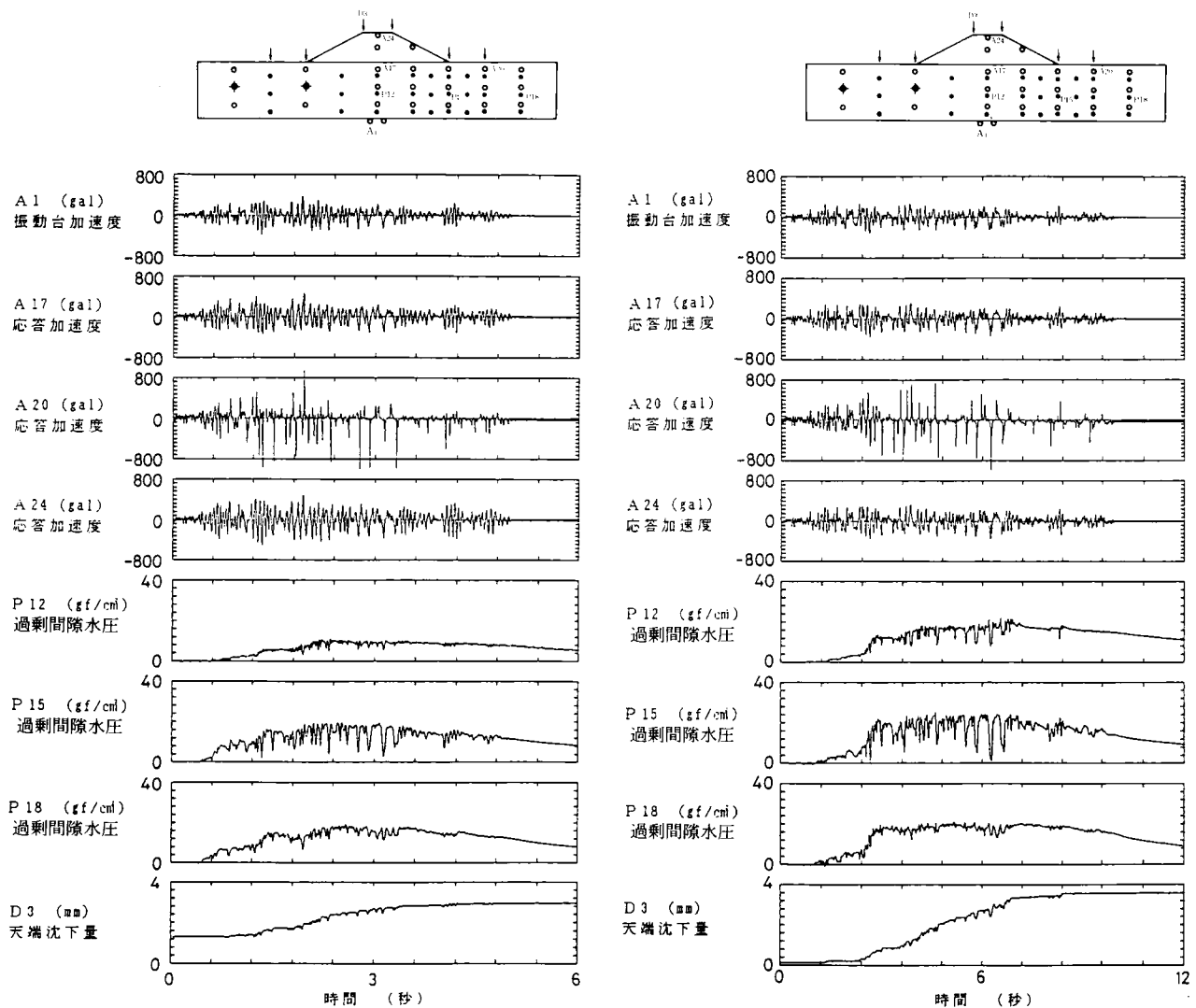


図 2.3.25(e) 加速度・過剰間隙水圧・天端沈下の時間変化 (ケース 5-5, 376 gal 加振時)

図 2.3.25(f) 加速度・過剰間隙水圧・天端沈下の時間変化 (ケース 6-4, 309 gal 加振時)

## 2) 過剰間隙水圧分布

図 2.3.26 に、各ケースで累積天端沈下量が 2.5 mm を初めて越えた段階の加振終了直後の過剰間隙水圧  $\Delta u$  と初期有効上載圧  $\sigma_{vc}'$  の比,  $\Delta u/\sigma_{vc}'$  (以後、過剰間隙水圧比と呼ぶ) の分布を示す。初期有効上載圧  $\sigma_{vc}'$  は、土被り厚から単純に計算した。同図より次のことがわかる。

- (i) 過剰間隙水圧比は、盛土の下よりも水平地盤の方が高い。この理由は、2-3-4 で述べたように盛土荷重によって盛土の下の地盤の有効上載圧が大きくなることから、せん断応力比が盛土下の地盤で小さいことと、盛土直下の地盤では側方への（膨張）変位がある程度許されているので、過剰間隙水圧が有効上載圧まで達し得ないことの 2 つであると考えられる。
- (ii) 不規則波加振（ケース 4～6）と規則波加振（ケース 1～3）とを比べると、不規則波加振のケースの方が過剰間隙水圧比が低い。これは、前述したように、不規則波加振の場合には、入力レベルの小さくなる加振後半で、間隙水圧の発生が低下し過剰間隙水圧が消散したためである。

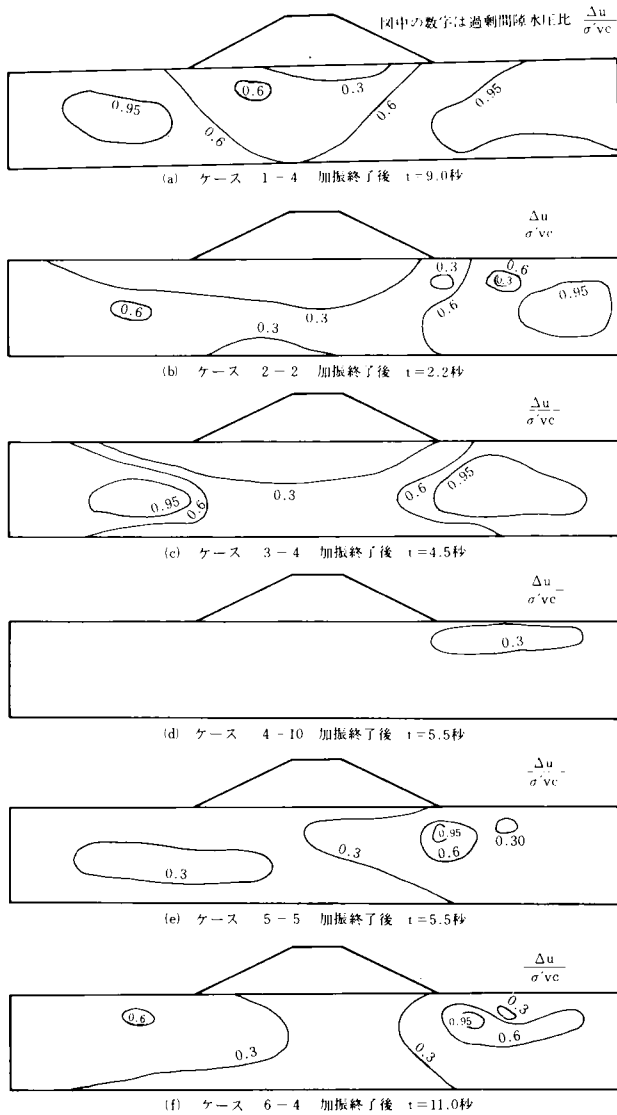


図 2.3.26 過剰間隙水圧比の分布

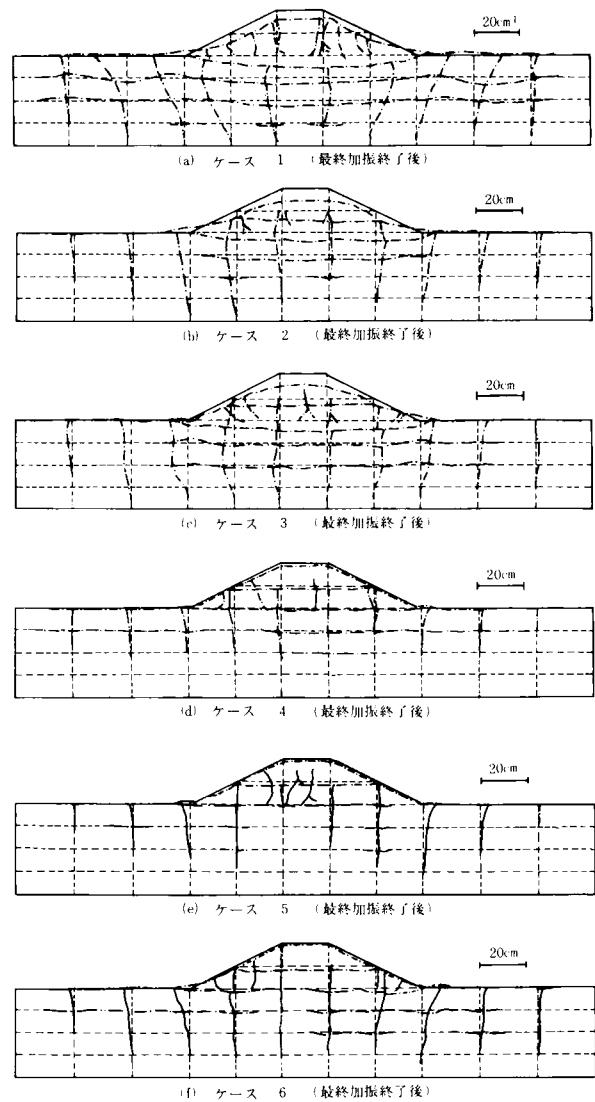


図 2.3.27 各ケースの模型の変形

### 3) 模型の変形

図 2.3.27 に各ケースの最終加振段階終了後の模型の変形状態を示す。この図より、規則波加振(ケース 1~3)と不規則波加振(ケース 4~6)で模型の変形に違いがあることがわかる。規則波加振のケース 1~3 では、地盤の全体にわたって変形しているのに対し、不規則波加振のケース 4~6 では、地盤の上部しか変形していない。この原因は不明であるが、一つの可能性として、不規則波加振では段階加振の回数および 1 加振に含まれる波数が規則波加振の場合よりも多く、地盤の下層部が密になったということが考えられる。この考えは、規則波加振の中では段階加振回数の多いケース 2 が、ケース 1, 3 に比べると地盤下層部の変形が少ないことや、不規則波加振の中では段階加振回数の少ないケース 6 では地盤の下層部の変形がケース 4, 5 よりも大きいことも説明できる。

### 4) セン断ひずみ

本実験では、模型地盤中にせん断ひずみ計を埋設し、地盤内のせん断ひずみを直接測定することを試

みた。一方、ある鉛直線上の2計測点間の相対変位  $u_r$  は、両点の加速度時刻歴を2回積分して得られる変位より求められ、それを用いてせん断ひずみを求めることができる。このようにして求めたせん断ひずみを比較した結果を図2.3.28に示す。この図に示されるように、加速度記録から求めたせん断ひずみとせん断ひずみ計の記録は比較的よく一致した。

#### 5) せん断応力

加振時の地盤中のせん断応力  $\tau_d$  は、単位断面面積を持つ土柱を考え、土柱底面に作用するせん断応力と土柱に働く慣性力（加速度）とのつり合いから推定できる。

図2.3.29にこのようにして求めた動的せん断応力の時刻歴の例を示す。

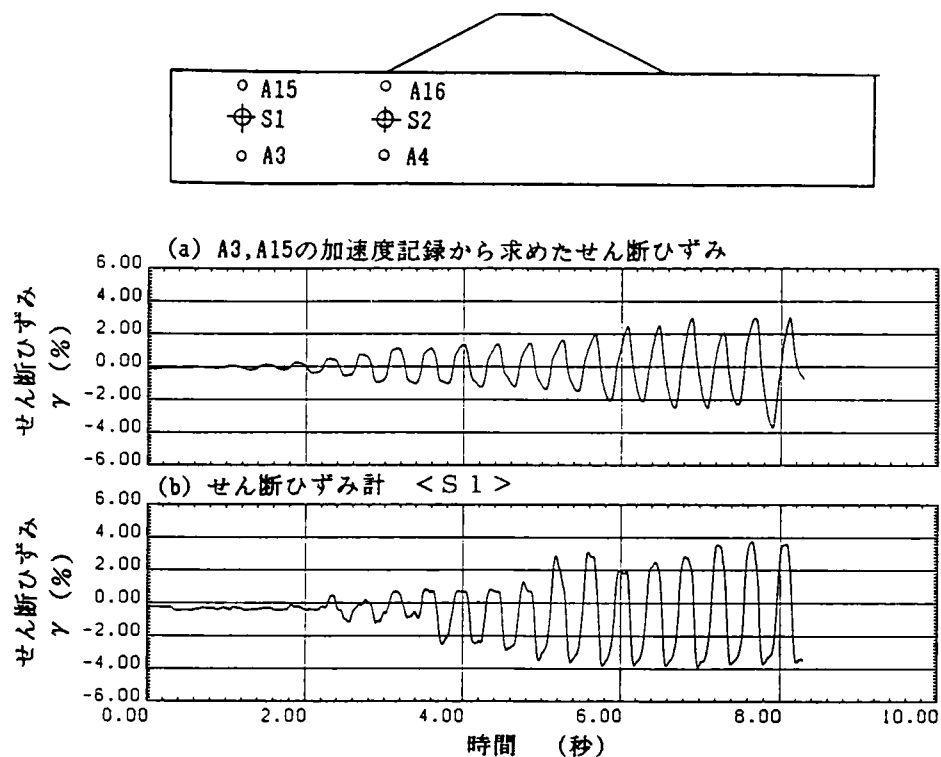


図2.3.28 動的せん断ひずみの時間変化

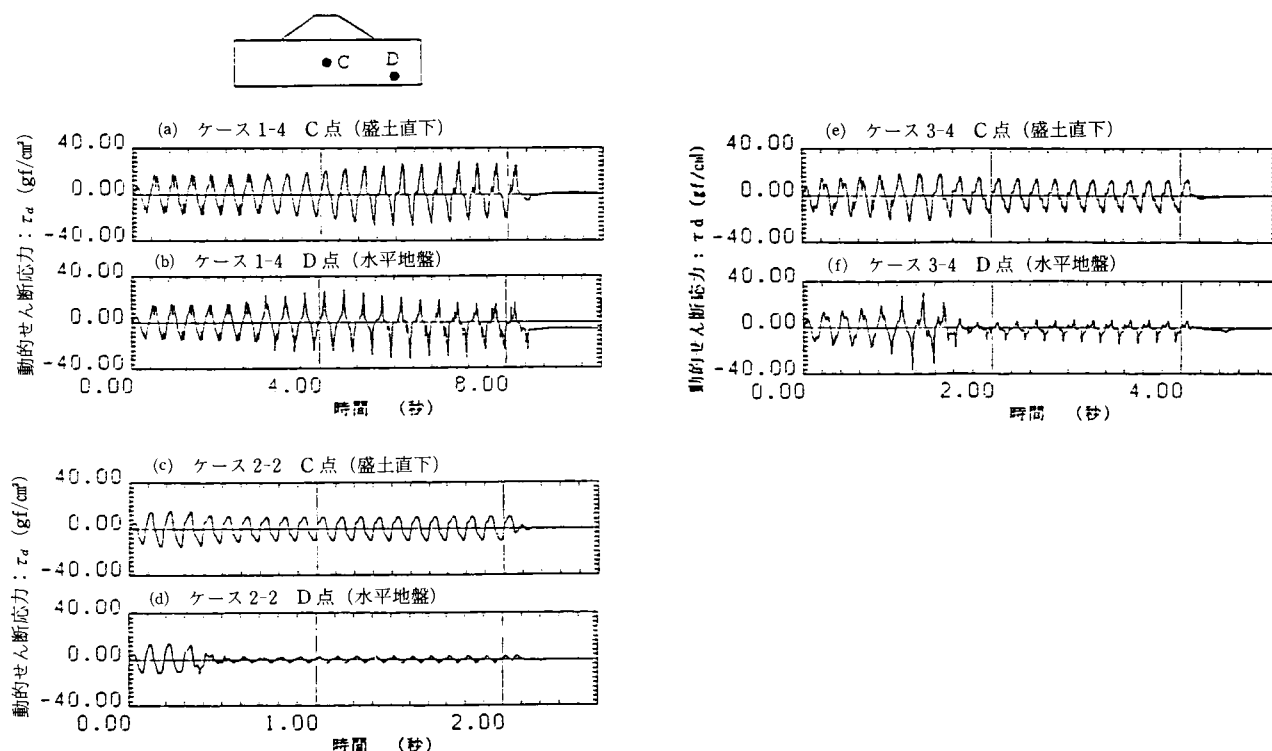


図 2.3.29 動的せん断応力の時間変化

## 6) 応力～ひずみ関係

図 2.3.30 に、動的せん断応力比  $\tau_d/\sigma_{vc}'$  ～せん断ひずみ  $\gamma$  関係を示す。動的せん断応力は、5) で述べた方法で計算した。また、せん断ひずみは、4) で述べた加速度記録より計算する方法を用いて求めた。

図 2.3.30 より応力～ひずみ関係は盛土直下と水平地盤部で異なった特性を示すことがわかる。水平地盤部では、(b) ケース 1-4, (f) ケース 3-4 で、密な砂の特性であるサイクリックモビリティを示している。ケース 2-2 はひずみレベルが小さいため、サイクリックモビリティを示すまでには至っていないものと思われる。これに対し、盛土直下では、ひずみの大きさにかかわらずふくらんだループを描いている。これは、盛土直下の土要素は側方への変形がある程度許されているために、過剰間隙水圧が初期有効上載圧に達するのに必要な側方圧の増加が生ぜず、したがって要素として有効応力がゼロになる状態が生ぜず、結果として土のせん断剛性が極端に小さくなる状態に至らないことによると考えられる。

なお、前出の図 2.3.25 の A 20 の加速度記録に見られるひげは、サイクリックモビリティを反映したものである。

## 7) 有効応力径路

図 2.3.31 に有効応力径路を示す。この図の縦軸は、5) で述べた方法で計算した動的せん断応力  $\tau_d$  であり、横軸は初期有効上載圧  $\sigma_{vc}'$  から過剰間隙水圧  $\Delta u$  を差し引いた有効上載圧である。

図 2.3.31(a), (c), (e) に示す盛土直下の地盤の有効応力径路では、特徴的な現象が見られる。すなわち、加振を続けても有効上載圧  $\sigma_{vc}' - \Delta u$  が零にはならず、ある時点以降、有効応力径路は定常的なループを描くようになる。ただし、有効上載圧は零にはならないが、有効応力径路は、その形状から見て破



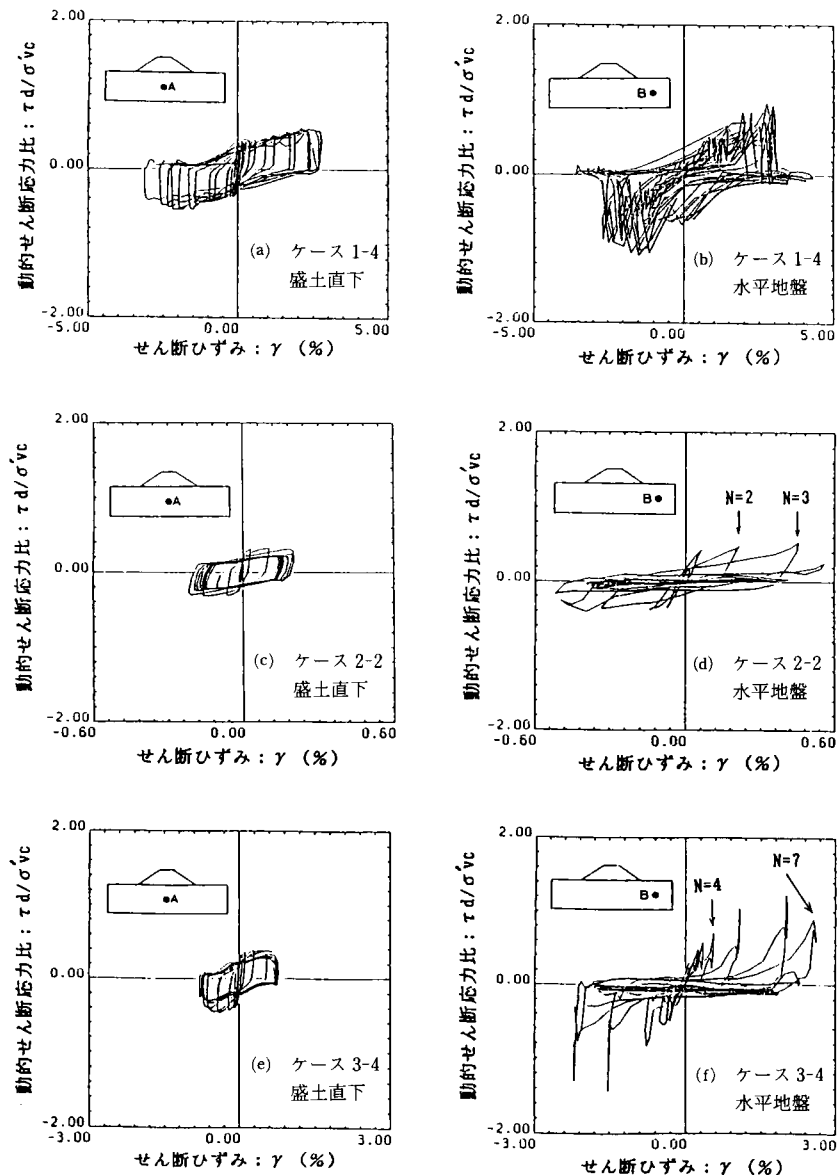


図 2.3.30 動的せん断応力比とせん断ひずみの関係

壊線に達していると思われる。有効上載圧が零にならないのは、前にも述べたように、盛土直下の土要素は側方への変形がある程度許されているためであると考えられる。

これに対し、図 2.3.31(b), (f) に示す水平地盤部の有効応力経路では有効上載圧が零の状態にまで達している。また、水平地盤部の有効応力経路は、加振初期に傾いている。これは、土槽側壁および盛土の影響で、加速度の方向によって応力条件が異なるためであると考えられる。

これらのことから、2-3-4 で大型模型実験を対象に、又、本項 2-3-8 でも、2) 過剰間隙水圧、6) 応力～ひずみ関係に基づいて繰返し述べてきたように、盛土側方地盤部では側方土圧の増加があるために、過剰間隙水圧が初期有効上載圧まで達し得る一方、盛土直下地盤部では側方への膨張変形があるために、過剰間隙水圧は初期有効上載圧まで上昇し得ないということが、実験事実に基づいて裏付けられたと考えられる。このことは、側方地盤部は完全液状化的な破壊を生ずるが、盛土直下はある程度のせん断強度を有したまま通常のせん断破壊を生ずることを意味する。また、先に 2-3-4 で示した盛土安定計算のた

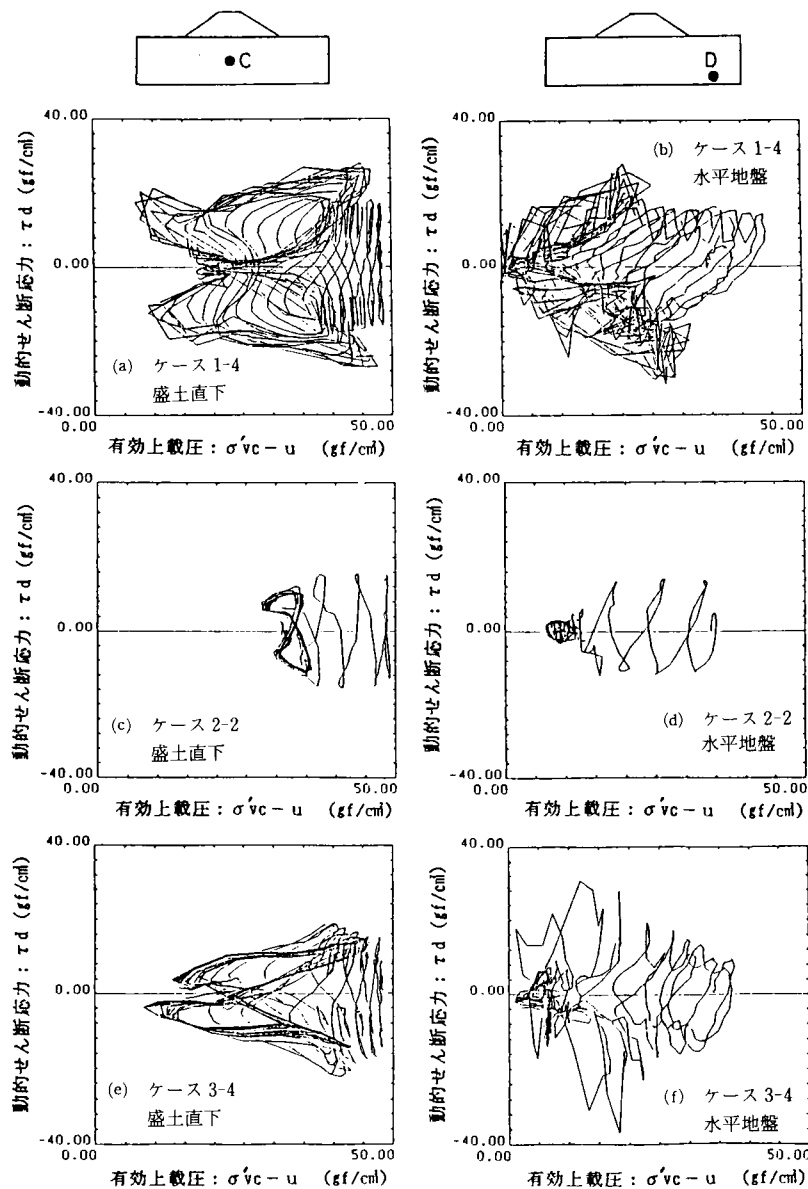


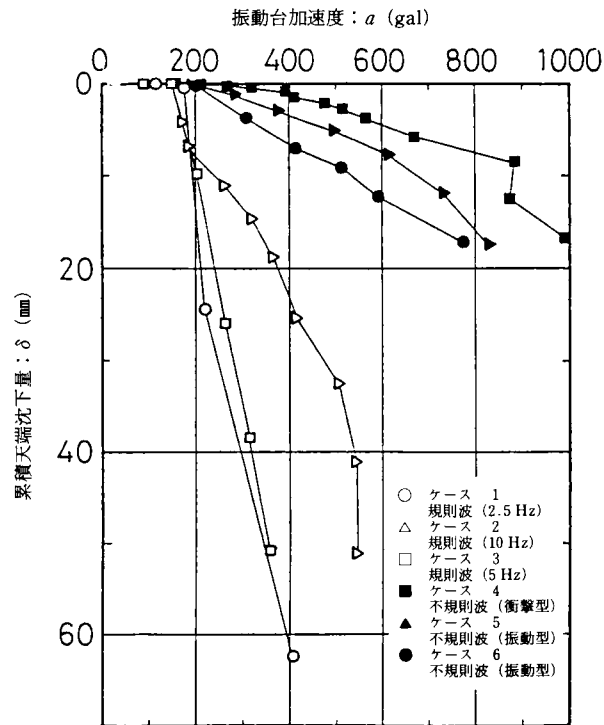
図 2.3.31 有効応力径路

めの強度を繰り返しせん断の中立時の間隙水圧から求める方法は、事実とは異なり、ある近似法として考えるべきものであることがわかる。

#### 8) 加速度～盛土天端沈下量関係

振動台加速度と盛土天端累積沈下量の関係を図示したものが図 2.3.32 である。この図より以下の事がわかる。

- (i) 規則波加振では、盛土沈下量が 10 mm 以下の範囲では振動数による差はほとんどない。盛土沈下量が大きいくところでは、ケース 1(2.5 Hz 加振)とケース 3(5 Hz 加振)であまり差がないが、高振動数のケース 2(10 Hz 加振)では同じ振動台加速度に対する盛土の沈下量が小さい。
- (ii) 不規則波加振では、衝撃型波形(ケース 4)よりも振動型波形(ケース 5,6)の方が同じ振動台加速度に対する盛土の沈下量大きい。また、同じ振動型波形でも、周期の長いケース 6の方が盛土の沈



注) 振動台加速度はケース1～3の規則波加振については平均値を、ケース4～6の不規則波加振については最大値を用いている。

図 2.3.32 振動台加速度と累積天端沈下量の関係

下量が多い。

このように、入力加速度が等しくとも波形により盛土沈下量がある場合には等しく、ある場合には差異があるメカニズムは、2-3-9において考察する。

### (3) 実験結果のまとめ

模型振動実験から以下の事項に関し知見が得られた。

- 1) 模型の固有振動数は 30 Hz 以上であり、強振実験において、過剰間隙水圧が余り発生しない場合には、模型はほぼ剛体的な挙動を示す。
- 2) 過剰間隙水圧が上昇した場合、模型の加速度応答は入力地震動によって異なり、応答は小さくなる場合も大きくなる場合もある。
- 3) 過剰間隙水圧分布は、盛土直下と側方水平地盤とで異なり、有効上載圧に対する過剰間隙水圧比は、盛土直下の方が小さい。
- 4) せん断応力～ひずみ特性も盛土直下と側方水平地盤とで異なり、水平地盤部ではサイクリックモビリティを生ずるが、盛土直下では生じない。これは、両箇所の側方変位拘束条件の違いによるものである。
- 5) 加振波形は、盛土の沈下量へ次のような影響を与える。

- ・規則波加振では、盛土沈下量が小さい範囲（10 mm 以下）では振動数による差はほとんどない。盛土沈下量が多いところでは、高振動数で沈下量が小さい。
- ・不規則波加振では、衝撃型波形よりも振動型波形の方が盛土の沈下量が多い。同じ振動型波形でも周期の長い方が沈下量が多い。

### 2-3-9 液状化性地盤上の盛土の破壊現象に及ぼす加振波形の影響の考察

ここでは、前述した実験事実の内、加振波形と被害程度の間を考察する。このことは、盛土・斜面の動的安定計算に用いる土の強度及び地震動の作用を等価な値に置き換える震度をどのように定めれば合理的かを解明することにつながるものである。

以下では、次のような流れで論議を進める。

まず、(1)においては、振動実験結果に基づいて模型地盤の動的強度を推定する。この場合、2-3-6で述べたように土の動的強度には全応力的な強度と有効応力的な強度があることに留意する。

(2)においては、規則波加振及び不規則波加振を含む加振波形による盛土の被害程度の違いの原因を累積損傷度理論(42)に基づいて考察する。

(3)においては、種々の加振波形の効果を考慮した震度法すべり面解析を実施し、合理的な震度及び強度の設定法について考察する。

(4)においては、一般的な(応答)加速度波形と等価な効果をもたらす等価震度を求める諸方法を示し、それらによる算定結果を比較する。

(5)においては、(1)～(4)の主たる結果をまとめている。

#### (1) 模型地盤の動的強度の推定

模型振動実験結果に対して考察を加えるにあたって、模型地盤の動的強度が必要となる。模型地盤の動的強度は以下のような方法により求めた。

規則波で加振した地盤の挙動から、直接に模型地盤の強度を推定する。既に、2-3-8(2)5で述べたように、測定加速度から地盤内せん断応力がある程度推定できるので、対応する点での間隙水圧乃至はせん断ひずみの挙動と合わせて液状化特性を推定できる。ここでは、破壊の条件として過剰間隙水圧比  $\Delta u/\sigma_{vc}' = 1.0$  を考えて過剰間隙水圧が初期有効上載圧に達するまでの繰返し回数を求めた。一方、過剰間隙水圧があまり上昇していない間は模型がほぼ剛体的な応答をするものとみなして、動的せん断応力比を計算した。このようにして、動的せん断応力比  $\tau_d/\sigma_{vc}'$  と、繰返し回数の組合わせが求まる。この作業をケース 1, 2, 3 の各加振段階に対して行って求めた動的せん断応力比と繰返し回数の関係を図 2.3.33 に示す。

次に、振動実験中に地盤内に発生した過剰間隙水圧を上記と同じ方法で算定したせん断面応力と関連づけた結果が図 2.3.34 である。

#### (2) 盛土被害に対する加振波形の影響の考察

ここでは、図 2.3.32 に見られる入力地震動の違いによる盛土の沈下量の違いを、累積損傷度理論を用いて応答せん断応力の大小により説明することを試みた。

図 2.3.35 は、盛土直下の地盤中の一点におけるせん断応力時刻歴を累積損傷度理論により  $N=20$  の規則波に等価化した時の振幅を、盛土天端累積沈下量に対して図示したものである。ここで、盛土直下のせん断応力を選んだのは、盛土直下に何らかの変形が生じ始めるとともに盛土の沈下が生じるという実験事実があり、盛土直下のせん断応力が振動台加速度や水平地盤部のせん断応力よりも盛土の被害とより直接的な関係があると考えたからである。累積損傷度理論による等価化の計算には、図 2.3.33 に示した模型地盤の動的強度曲線を用いた。

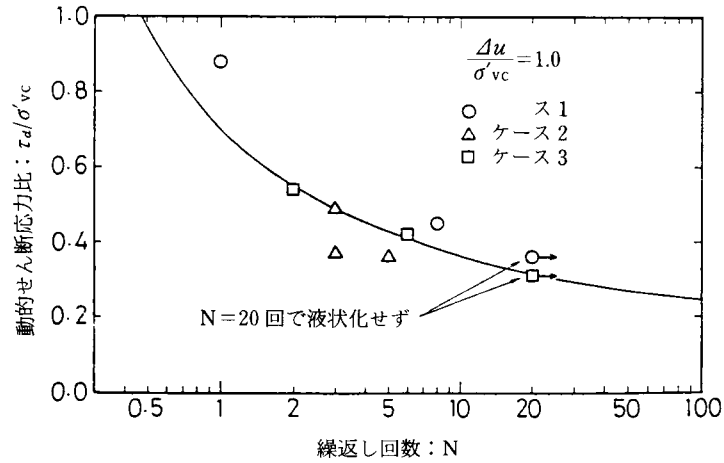


図 2.3.33 動的せん断応力比と繰返し回数の関係（振動実験から算定）

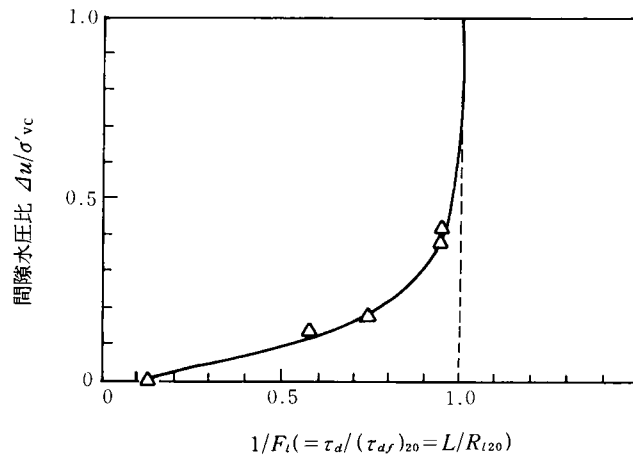


図 2.3.34 間隙水圧の発生特性（振動実験から算定）

図 2.3.35 では、規則波加振(ケース 1～3)のデータはほぼ同一曲線上にある。このことにより、図 2.3.32 に見られる規則波加振における盛土の沈下量の違いは、応答せん断応力の違いによるものであることがわかる。しかし、不規則波加振(ケース 4～6)のデータは図 2.3.32 に比べてかなり規則波加振のデータに近づいてはいるが、規則波加振の曲線上にはのっていない。さらに、不規則波加振の方が規則波加振よりも同じ盛土沈下量に対する等価せん断応力が大きい。この原因としては、各ケースごとの加振履歴の違いの影響ならびに不規則波の等価化の手法または計算方法上の問題点にあることが考えられる。後者の原因として次の 4 項目が考えられる。

- (i) 累積損傷度理論が成り立たない。
- (ii) 図 2.3.33 に示した動的強度曲線は水平地盤部で求めたものであるが、盛土直下では水平地盤部と異なり側方への変位がある程度許されており、動的強度特性が水平地盤部とは異なっている。
- (iii) せん断応力の算定方法が適切でない。
- (iv) 盛土直下のせん断応力と盛土の沈下量が直接には対応しない。

しかし、同じ方法を用いて整理した規則波加振のデータがほぼ同一の曲線上に集まっていることを考え

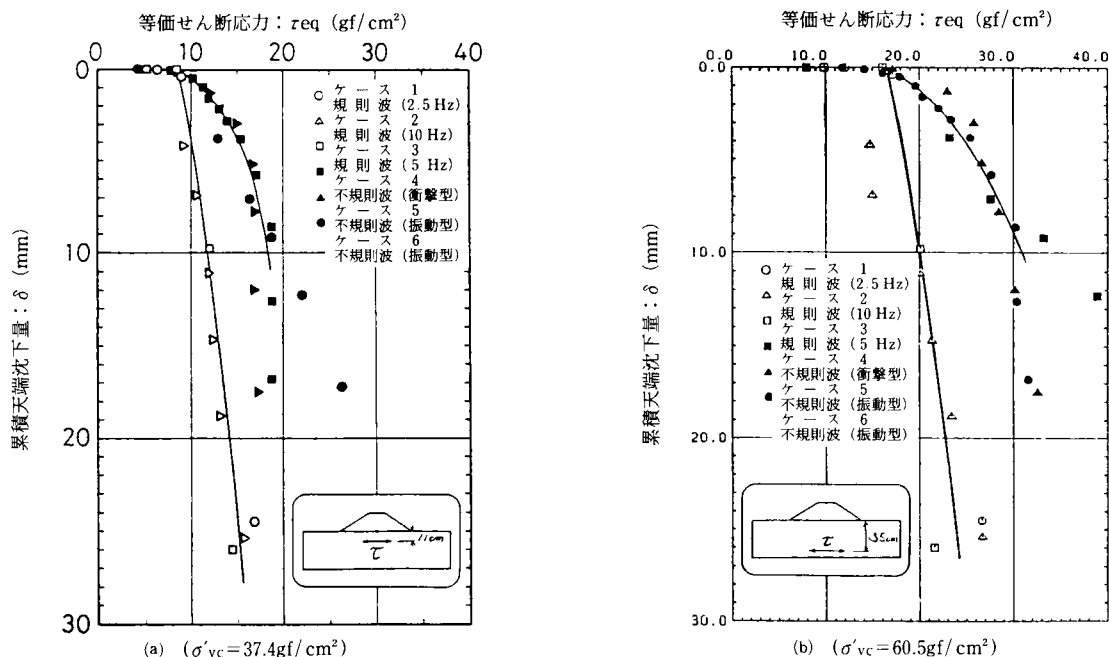


図 2.3.35 等価せん断応力と累積天端沈下量関係

ると、図 2.3.35 における不規則波加振と規則波加振の違いは、次の 2 つの理由によるところが多いと考えられる。

- (v) 不規則波加振の実験では、段階加振の回数および 1 加振に含まれる波数が規則波加振の場合より多く（加振履歴の影響）模型地盤がより密になった。
- (vi) 不規則波加振の場合、加振後半で過剰間隙水圧の消散が見られ（図 2.3.25(d) (e) (f) 参照）、これが盛土の被害を小さくしている。

今後、均一に作った模型についてすべて処女加振による実験の必要性があると考える。

### (3) 模型振動実験に対応したすべり面安定解析

#### 1) すべり面安定解析の目的

地震時の盛土の挙動をすべり面安定解析で対処するためには、盛土の応答加速度を震度に置換え、土の動的強度を定義し、計算安全率が実際のどのような挙動（被害の発生・非発生の区分又は被害の程度）と対応するかを明らかにしなければならない。今回実施した模型振動実験では、応答加速度や模型の挙動（沈下等）が既知である。したがって、これらの諸量の関係との対応が合理的なものとなるように、震度の決定、地盤の動的強度の決定及び計算安全率の評価法を確立すべく検討を行なう。これが、ここに行なった各種のすべり面安定解析の目的である。その結果、合理的かつ簡易な安定解析法（震度・強度の決定法、安全率の評価法すべてを含む）が得られれば、実験結果のない現物の盛土に対して地震時の挙動を予測する手法になることが期待される。

具体的に、以下の諸項では次のような問題の検討を行なっている。

- (i) 震度として比較的了解しやすい規則波加振の場合について、さらに応答を剛体的と仮定した最も簡単な場合に算定される安全率が実測被害とどのような関係にあるか。

これは、震度を非常に単純に決めた計算であり、そのような方法の適用性と、さらに、計算安全率と発生被害の間の関係の評価法につながるものである。このとき、強度としては、2-3-6(3)で述べた全応力強度と(擬似)有効応力強度とを用いた。

- (ii) 次に、現実には予測することがかなり困難ではあるが、実験的には測定されて既知データとなっているモデルの応答加速度を等価な震度に置換えて行なった安定計算の安全率が実測被害とどのような関係にあるか。

これが、(i)よりもよく現象に合致するものであれば、その適用範囲を明らかにすることが必要となると同時に、このような等価震度の予測に力を注がねばならないことを示唆することになる。この場合、(i)の結果を踏まえて、強度としては全応力強度のみに限定した。

- (iii) (ii)では考えなかった有効応力強度の意味を再考するため、擬似有効応力強度ではなく、実測間隙水圧を用いた有効応力強度を実測応答加速度と組合せた安定解析はどのような結果を与えるか。

## 2) すべり面安定計算に対応する振動実験時の模型挙動の取扱い

模型振動実験では、2-3-8(2)1で述べたように、加振開始直後の過剰間隙水圧がまだあまり上昇していない間は模型は剛体に近い応答を示すが、過剰間隙水圧がある程度上昇するとモデルの応答は複雑に変化することが観察された。2-3-9(2)で検討したように盛土の被害はモデルの応答せん断応力の大きさに対応していると考えられるので、震度を考える時には過剰間隙水圧上昇による応答の変化も考慮に入れることが望ましい。しかし、実際の問題では過剰間隙水圧の上昇によって土構造物の応答がどのように変化するのか予測することは現時点では難しい。さらに、模型振動実験のようにモデルの応答がわかっている場合でも、時間的にも空間的にも変化する応答加速度を震度に結びつけることは非常に難しい問題である。ところで、過剰間隙水圧が上昇してモデルの応答が乱れると盛土が沈下し始めることが観察されている(2-3-8(2)1)ので、逆に、盛土の沈下が少ない間はモデルの応答の変化も小さいと考えられる。そこで、ここでは過剰間隙水圧の上昇による応答の変化を考慮に入れない、すなわち、模型は剛体的に挙動するものと見なすのが最も簡易である。

一方、安定計算に用いる地盤強度の考え方には2-3-6に述べた次のようなものがある。

### (a) 全応力強度

通常用いられる全応力強度の求め方は、2-3-6(2)に述べたように、すべり面に沿う初期応力は一定として、繰返し応力を加えたときに、ある破壊ひずみに至る繰返し応力を求め、それから強度を求めるものである。模型振動実験での観察によると、地盤は側方地盤部から軟化を始める。このとき、すべり面の内、軟化の遅い部分に応力集中が生ずると考えられる。したがって、このような場合には、全すべり面に沿って初期応力を一定として全応力強度を求める従来の方法は、やや問題が残ると考えられる。しかし、この繰返しせん断中に生ずる静的応力の変化を想定することは現時点では難しく、現在の所、従来の方法によらざるを得ない。

### (b) 有効応力強度

(b-1)初期せん断応力を無視して、図 2.3.34 の関係から発生間隙水圧を算定し、擬似有効応力強度を求める。これは、通常の実務レベルで用いられている方法である。さらに、水平地盤部と盛土下地

盤とにおける側方土圧特性の違いは無視し、両者において動的せん断応力比の違いは考慮するものの、盛土下地盤においても過剰間隙水圧が初期有効上載圧まで上昇し得るものと考えて、最終的には過剰間隙水圧（の中立値）を推定する。

(b-2) 実験で実測した間隙水圧を用いて、有効応力強度を求める。これは、図 2.3.21 の  $\tau_{f1}$  に相当する強度で、原理的に  $F_s > 1$  となることが想定される。

以下に実施した安定計算の種類は、表 2.3.8 のようなものである。

### 3) 動的安定計算（Ⅰ）（模型の剛体振動を仮定し、全応力強度を用いた場合、規則波加振）

規則波加振で剛体振動を仮定すると、すべり面に沿うせん断応力も規則波となり、一定応力振幅に対する地盤の強度を用いることができる。震度法すべり面計算は、2-3-6(3)に示した動的強度を用いた計算法を用いた。盛土部には、全高にわたってテンションクラックを見込んでいる。

図 2.3.36 に、繰返しせん断試験から求めた動的強度に対する初期せん断応力の影響を示す。

図 2.3.37 は、規則波加振実験（ケース 1～3）に対する震度法すべり面計算による安全率と、実験結果の盛土沈下量の関係を示したものである。この図から、破壊ひずみ基準  $\gamma_f = 7.5\%$  に対する動的強度を用いた安定計算の安全率が 1 のときに盛土の沈下量が 7 mm であり、盛土の破壊基準と良く一致していると言えよう。

図 2.3.37 では、盛土の沈下量が小さい範囲では加振振動数による安全率～盛土天端沈下量関係の違いは小さいが、盛土沈下量が大きくなると加振振動数により違いが出てくる。これは、間隙水圧の上昇による模型の応答の変化を考慮していないためであると考えられる。

### 4) 動的安定計算（Ⅱ）（模型の剛体振動を仮定し、有効応力強度を用いた場合、規則波加振）

剛体振動の仮定から、任意の位置での動的せん断応力比  $L$  を簡単に計算し図 2.3.34 と合わせて過剰間隙水圧  $\Delta u$  を求める。ここで、最大過剰間隙水圧  $\Delta u$  が生じたときに震度  $k_h$  がさらに作用するものと考えた場合と、その時点で加振は終了しているとして震度  $k_h$  が作用しない場合とについて安全率計算を行なった。

表 2.3.8 実施した安定計算の種類

	解析ケース	加振波形	算 度	強 度	計 算 結 果
I	ケース 1～3	規 則 波	剛体応答を仮定	全 応 力	$F_s \sim k$ $F_{s\text{calc}} \sim \delta_{\text{meas}}$
II	ケース 1～3	規 則 波	剛体応答を仮定	擬似有効応力	$F_s \sim k$ $F_{s\text{calc}} \sim \delta_{\text{meas}}$
III	ケース 1～3 ケース 4～6	規 則 波 不 規 則 波	実測応答を用いる	全 応 力	$k_{eq} \sim \delta_{\text{meas}}$
IV	ケース 1～4	規 則 波	実測応答を用いる	実測水圧を用いた有効応力強度	$F_s \sim t$ $F_{s\text{calc}} \sim \delta_{\text{meas}}$

※  $F_{s\text{calc}}$ ：計算安全率，  $\delta_{\text{meas}}$ ：実測沈下量（累積）



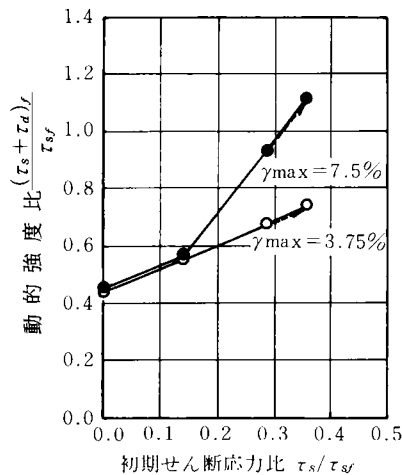


図 2.3.36 初期せん断応力比と動的強度比の関係

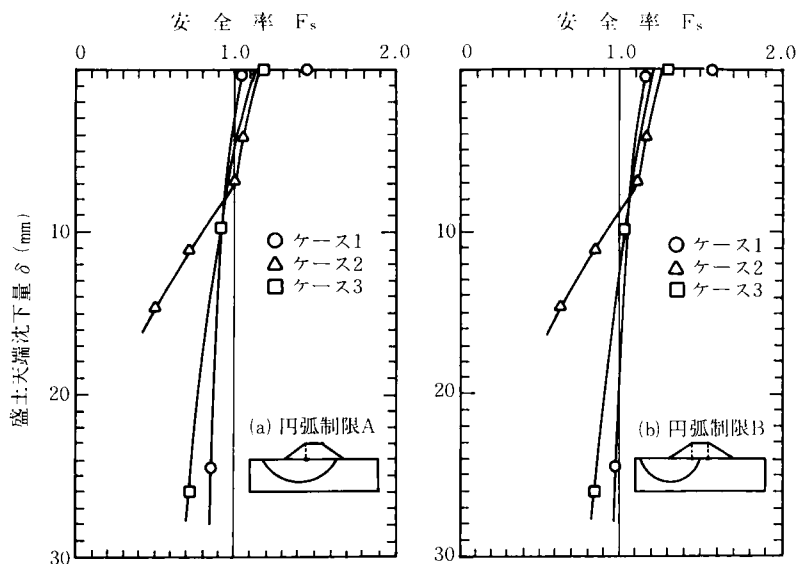


図 2.3.37 安全率と盛土天端沈下量の関係 (全応力強度  $\gamma_f = 7.5\%$ )

図 2.3.38 は、安全率と、実験による盛土沈下量の関係を示したものである。

間隙水圧と同時に震度を考慮するか否かにより、安全率と盛土沈下量の関係は異なり、又、規則波であるケース 1, 2, 3 それぞれについても、この関係はかなりまちまちである。これは、有効応力強度に用いる間隙水圧が震度によって鋭敏に変化することを反映している。

#### 5) 動的安定計算 (Ⅲ) (模型の実測応答及び全応力強度を用いた場合、規則波加振及び不規則波加振)

次に、入力加速度の振幅を重力加速度で割った値で定義した震度の代りに、実験結果から求めたあるすべりブロックの震度と盛土沈下量との関係を調べてみた。

この場合、加振波形に関りなく模型の実測応答は、一般に不規則なものとなるから、この不規則加速度を等価震度に換算する必要がある。模型の各点において加速度は各々異なるから、等価震度を求めるためのすべり土塊の範囲を、計算上安全率が 1 となるすべり円弧に囲まれた土塊とした。すべりプロッ

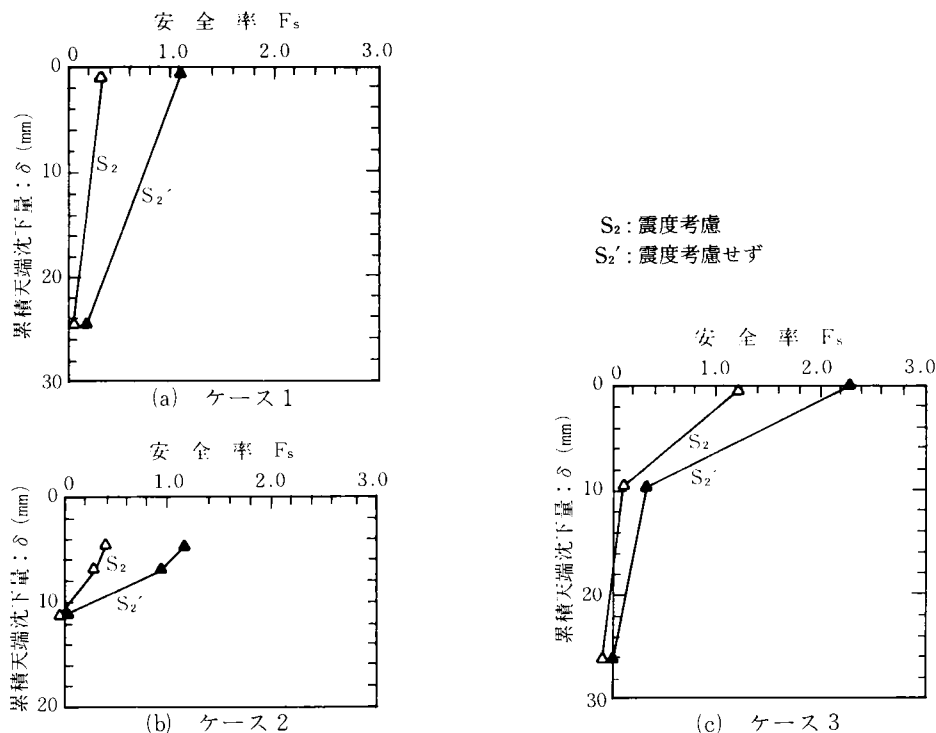


図 2.3.38 安全率と盛土天端沈下量の関係（有効応力強度）

震度は、このようにして求めた不規則な地震力係数を累積損傷度理論を用いて規則波に等価化した時の振幅として与えた。

図 2.3.39 は、このようにして得たすべりブロックの等価震度を振動実験結果の盛土天端沈下量に対してプロットしたものである。この図に示す規則波加振のケースでは、沈下量が大きいいところでも加振振動数による違いは小さい。このことにより、図 2.3.37 に見られる盛土沈下量が大きいいところでの加振振動数による違いは、模型の応答の違いによるものであったことがわかる。このことは、又、盛土が大きく沈下するような加振レベルでは、震度に対して、過剰間隙水圧上昇による応答の変化を考慮しなければならないことを示唆している。図 2.3.40 は、上に求めた等価震度を用いて計算した安全率と実測沈下量をプロットしたものである。

#### 6) 動的安定計算（IV）（模型の実測応答及び有効応力強度を用いた場合、ケース 1-4（規則波加振））

模型振動実験での加速度記録と過剰間隙水圧を用いて有効応力法すべり面計算を行ない実験結果と比較した。

ここでは、ケース 1-4(220 gal 加振時)について、加振開始直後から 4 秒間の安全率の変化を 0.4 秒刻みで計算した。震度は実測加速度から時々刻々求め、過剰間隙水圧も実測値をそのまま用いた。

図 2.3.41 に有効応力法すべり面計算を示す。安全率は地震力の変化に伴い周期的に変動しており、過剰間隙水圧の上昇に伴って極小安全率が小さくなっている。また、安全率が 1 に近づいた 1.5 秒あたりから盛土が沈下し始め、安全率が 1 を下回る時間が長くなる 3 秒あたりから盛土の沈下が進み始めている。この有効応力法すべり面計算では、すべり面に生じるせん断応力とせん断強度をある瞬間ごとに計算して、両者の比として安全率を求めている。したがって、生じる最大のせん断応力であるというせ

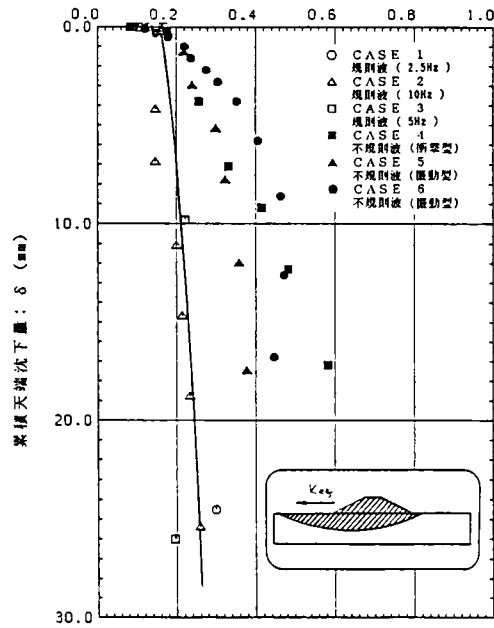


図 2.3.39 等価震度と盛土天端沈下量の関係

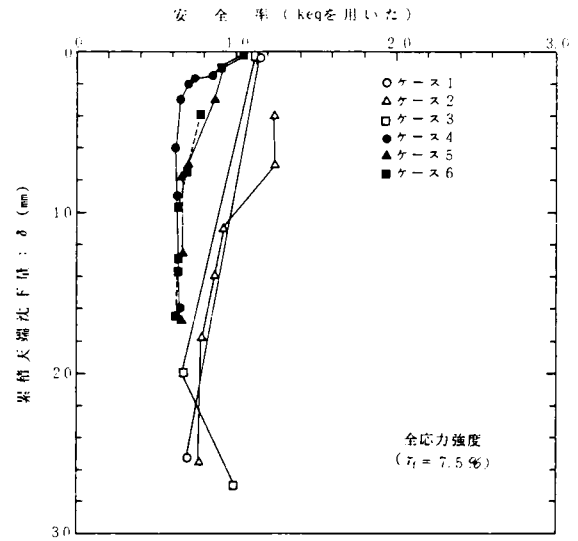


図 2.3.40 等価震度を用いた安全率と盛土天端沈下量の関係 (全応力強度  $\gamma_r = 7.5\%$ )

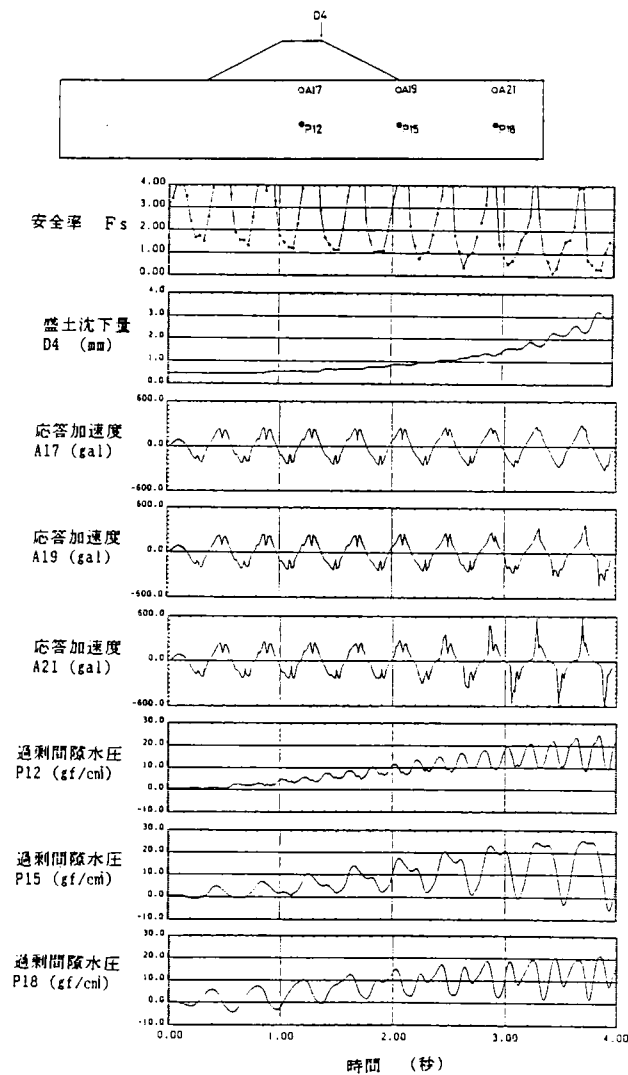


図 2.3.41 有効応力法すべり面計算による安全率と模型の応答 (ケース 1-4, 220 gal 加振)

せん断強度の本来の定義からすれば、安全率は1より小さくならないはずである。しかしながら、図 2.3.41 に示す安全率は1より小さくなっている。この理由として実験時の加速度および過剰間隙水圧の測定誤差及び今回の計算で用いた修正フェレニウス法におけるすべり面に作用する垂直応力  $\sigma_n$  の計算の際の誤差による強度の評価の誤差等が考えられる。

#### 7) 有効応力法の考察

一般に用いられる有効応力法すべり面計算は、6)に示したような時々刻々の安全率の変化を計算するのではなく、最も不安定と考えられるある瞬間の安全率を計算して、この安全率のみから土構造物の安定性を評価しようというものである。この計算法に対して次のような問題点が指摘される。

- (i) 今回の実験のように密な砂地盤の場合、瞬間的に安全率が1より小さくなったことにより、盛土が瞬時に破壊するわけではなく、繰り返し荷重によって徐々に破壊が進行する。したがって、瞬間的な安全率のみで土構造物の安定性を評価することは充分ではない。
- (ii) 応答加速度と過剰間隙水圧は時間的にも空間的にも複雑に変化しており、震度と過剰間隙水圧をどう設定するかが問題となる。一つの考え方に、震度と過剰間隙水圧を全てピーク値とする方法があるが、加速度と過剰間隙水圧は同時にピークとなるわけではないので、この方法は一般に過小な安全率を与える。また、過剰間隙水圧のみを考慮して震度は作用させない方法もあるが、これは地震後の安定計算あるいは地震中の安定計算に対する一つの近似と考えるべきであろう。さらに、実際の問題では応答加速度と過剰間隙水圧を推定するのが非常に難しい問題である。
- (iii) 実務上は、地盤中の過剰間隙水圧の推定は、各位置を水平地盤の一部に置き換えて行われる。したがって、発生過剰間隙水圧に影響を与える盛土による初期せん断圧力や異方圧密応力状態の因子は考慮されず、これらは一般に強度を過小評価するものと考えられる。

#### 8) すべり面安定解析のまとめ

以上の各種のすべり面安定解析結果と模型の実際の挙動との比較から次の結論を得る。

- (i) 盛土の破壊基準を小さ目（模型の沈下で5 mm程度）に設定したとき、模型の振動挙動に及ぼす過剰間隙水圧の影響は未だ顕著でなく、模型は剛体的な振動をしている。したがって、このような破壊基準を考えれば、模型の安定解析のためには剛体的応答を前提として求めた動的せん断応力比を用いることができる。
- (ii) 上のような破壊基準に対して、上のように考えた震度と、初期せん断応力を考慮した全応力強度（ $\gamma_f=7.5\%$ ）を組合わせた安定計算の安全率  $F_s$  は  $F_s \approx 1$  となり（図 2.3.37）、全応力強度を用いることの妥当性を示している。
- (iii) 一方、実用的に多用されている過剰間隙水圧を媒介とした擬似有効応力強度を用いた同様の安定計算の安全率  $F_s$  は、図 2.3.38 に示されるように、沈下量との対応がまちまちで余り合理的ではない。
- (iv) 破壊基準を(i)より大きくとった場合、(i)(ii)を組合わせた安定計算では、規則波でも振動数により沈下量が異なってくることが説明できない。このためには、過剰間隙水圧が上昇することに伴う応答の変化を考慮して震度を求める必要がある。実際規則波3種については、各ケースごとの沈下量の違いは応答加速度の違いに帰せられた（図 2.3.39）。

#### (4) 等価震度について

##### 1) 等価化の原理

ここで等価震度の意味を明らかにするために図 2.3.42 を準備する。同図(b)1)において、不規則せん断応力の履歴は、いわゆる疲労曲線と累積損傷度理論を用いて、規則波応力と一定回数の载荷( $\tau_{eq}$ ,  $N_{eq}$ )に等価化される(図 2.3.42(b)(2)) (41)。この「等価」とは、元の不規則波と置換した規則波の载荷により土に同じひずみが生ずることによっている。この等価化された応力に対比されるべき強度  $\tau_{df}$  は同一の波数  $N_{eq}$  で規定する(図 2.3.42(c)(2))。このとき、強度安全率は  $FS = \tau_{df} / \tau_{eq}$  で与えられる。すなわち、変動する载荷応力や強度の動的特性は、不規則波を規則波に等価化すること及びそれぞれを一定の波数  $N_{eq}$  に固定して考えることによって、それぞれが見かけ上一定値の静的な指標に置換されることになる。以上は土のある要素乃至は供試体について適用されるものである。

一方、土のあるマスを考える震度法において、マスの安定・不安定乃至は変形の程度が、あるすべりブロックのすべり面に沿うせん断力過程によって支配されるとして、すべり面上のせん断応力履歴  $\tau(t)$  とすべりブロック内の応答加速度履歴  $a(t)$  が近似的に相似であるとする。この仮定は以下のように定式化される。

$$\tau(t) = C_1 \cdot a(t) \quad (a)$$

ここに、 $C_1$  は応答加速度  $a$  とせん断応力  $\tau$  とを関連づける係数である。これは、マス全体にわたって一定ではなく、場所ごとに变化しうる係数である。

(a)式から、加速度  $a$  及びせん断応力  $\tau$ 、それぞれの最大値  $a_{max}$ ,  $\tau_{max}$  について次式が成立つ。

$$\tau_{max} = C_1 \cdot a_{max} \quad (b)$$

さらに、加速度  $a$  及びせん断応力  $\tau$  がそれぞれ  $a_{eq}$ ,  $\tau_{eq}$  と等価化されたとすると、同様に

$$\tau_{eq} = C_1 \cdot a_{eq} \quad (c)$$

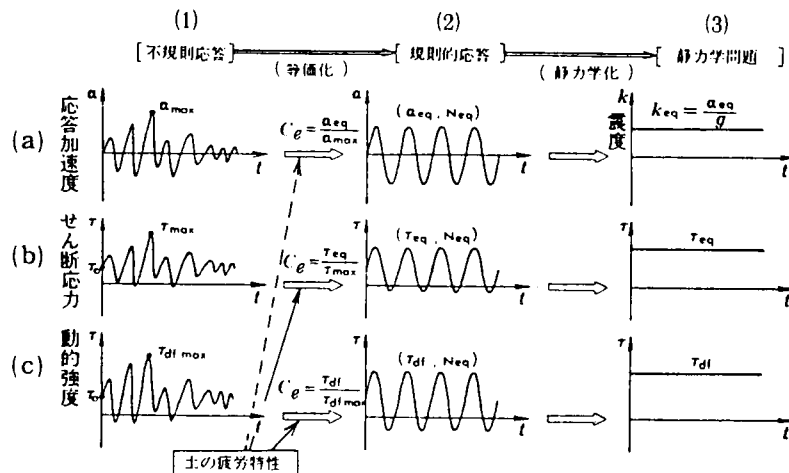


図 2.3.42 不規則応答の静力学問題への変換

が成立する。(b)(c)式を合わせると

$$a_{eq} = \frac{1}{C_1} \cdot \tau_{eq} = \frac{\tau_{eq}}{\tau_{max}} \cdot a_{max} = C_e \cdot a_{max} \quad (d)$$

が導かれる。ここに、 $C_e$  は次式により与えられるせん断応力に関する等価化係数である。

$$C_e = \frac{\tau_{eq}}{\tau_{max}} \quad (2.3.6)$$

このように考えると、せん断応力に関する等価化係数を用いて加速度を等価化することができる。(d)式を等価震度の形で書くと以下ようになる。

$$k_{eq} = \frac{a_{eq}}{g} = C_e \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (2.3.7)$$

このことを、模式的に示したのが、図 2.3.42(a) である。すなわち不規則応答加速度は、一旦、載荷回数  $N_{eq}$  の規則的応答加速度  $a_{eq}$  に置換され、さらに  $k_{eq} = a_{eq}/g$  と静的等価震度に置換される。このように静的化された荷重に対して対比されるべき土の強度は、応答加速度を等価化したのと同じ回数  $N_{eq}$  で定める動的強度  $\tau_{df}$  である。図 2.3.42(a)(b)(c)の各右欄のように静的問題に置換された  $k_{eq}$ 、 $\tau_{eq}$ 、 $\tau_{df}$  はすべて一定の波数  $N_{eq}$  を媒介としたものである。

## 2) 等価化係数の算定法

等価化係数  $C_e$  の算定法には次のような 3 つの方法が考えられる。

- a. 既述したように、盛土の応答加速度波形（又は、その近似としての入力加速度波形）について、材料特性と合わせて累積損傷度理論により半理論的に求める。以下では、入力加速度波形について算定する。
- b. 模型振動実験により、不規則加振実験と等しい変状(沈下量  $\delta$ )を生ずる規則波加振実験との比較から実験的に求める。この場合に基本となる実験データは、図 2.3.31 である。ここでは、規則波加振であっても、過剰間隙水圧が発生すると応答は規則的でなくなることや、沈下量も振動数の影響を受けることを考慮して、各沈下量毎に 3 種の規則波加振加速度の値を平均したものを等価加速度とする。この場合、等価化係数  $C_e$  は、一定の盛土の破壊基準に対して

$$C_e = \frac{\text{規則波による実験での入力加速度振幅}}{\text{不規則波による実験での入力加速度振幅}}$$

として求まる。

- c. 模型振動実験により生ずる沈下量  $\delta$  と、その沈下量に対応すると考えられるひずみ  $\gamma$  を破壊基準とした土の強度を用いた安定計算において安全率が 1 となる震度を等価震度  $k_{eq}$  とする。この場合は、

$$C_e = k_{eq}/k_{max}, \quad k_{max} = a_{max}/g$$

として算定される。実際には、沈下量とすべり面に想定されるせん断ひずみとは何らかの関係があると考えられるが、現時点では定量的関係はよくわからないので、ここでは、破壊基準ひずみ  $\gamma_f = 7.5\%$  (繰返し回数  $N_{eq} = 20$ ) のときの土の動的強度を用いたときに、安全率が  $F_s = 1$  となる震度を等価震度  $k_{eq}$  とする。安定計算結果から、 $k_{eq} = 0.19$  となる。

表 2.3.9 等価化係数  $C_e$  の算定法

方法	不規則波 (a max) に対する damage の算定	等価震度 ( $k_{eq}$ ) に対する damage の算定	damage の比較基準
a	理論 (累積損傷度理論)	理論 (同 左)	せん断ひずみ $\gamma$
b	実験 (不規則波加振)	実験 (規則波加振)	沈下量 $\delta$
c	実験 (不規則波加振)	理論 (安定計算)	沈下量 $\delta \sim$ せん断ひずみ $\gamma$

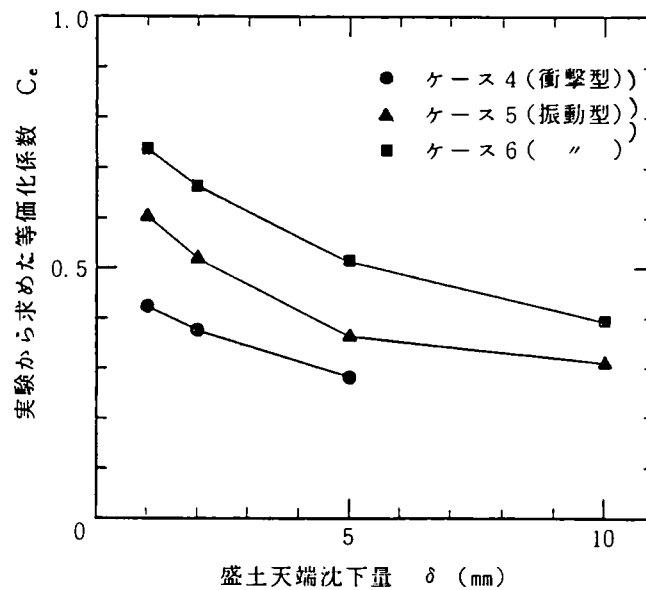


図 2.3.43 模型振動実験から求めた等価化係数 (方法 b による)

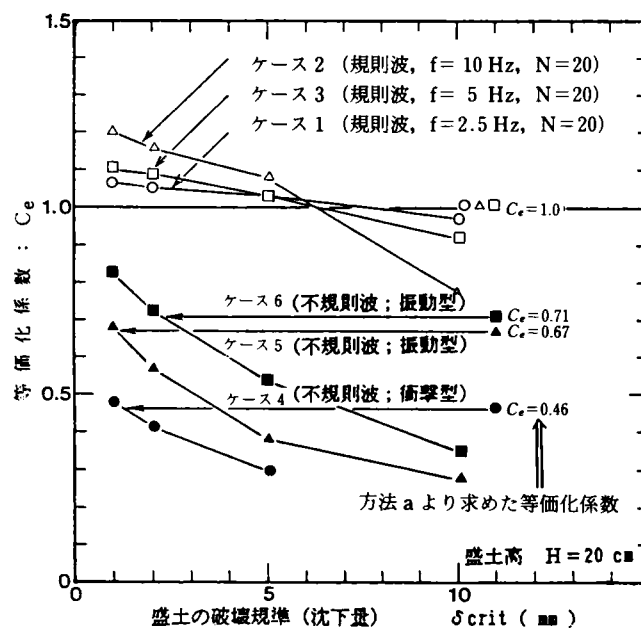


図 2.3.44 盛土の破壊基準と等価化係数の関係 (方法 c, a による)

以上に述べた3つの方法を要約すると表2.3.9のようになる。

### 3) 等価化係数の算定とその考察

図2.3.43, 44は、これらの方法によって求めた等価化係数 $C_e$ を盛土の累積沈下量に対して描いたものである。図2.3.43はbの方法による結果を、図2.3.44はcの方法による結果にaの方法による結果を合わせて示す。これらの図から以下のことが分る。

- (i) 上記のa, b, cいずれの方法によっても衝撃型波形(ケース4)に対する $C_e$ は、振動型波形(ケース5,6)に対するものよりも小さい。
- (ii) cの方法の場合、規則波加振での $C_e$ は1.0前後にあり、不規則波加振では1.0よりかなり小さい。不規則波加振のグループでは、衝撃型の $C_e$ が小さく、土の要素供試体における従来の知見と一致する。
- (iii) b, cの方法とも、基準沈下量を大きくとると $C_e$ が小さくなる。
- (iv) c方法による結果をa方法による結果と比較すると、規則波加振では1前後でほぼ等しく、不規則波加振に対しても大小関係は一致し、絶対値では盛土の沈下量が1~2 mmのところでは一致している。
- (v) b, c方法による結果の違いは、b方法では沈下量に対して等価震度 $k_{eq}$ が変化することに対し、c方法では一定の値を用いていることにある。このような $k_{eq}$ の若干の違いを反映して、b方法の $C_e$ は、c方法の $C_e$ よりやや小さめである。

以上のことから主たる知見として、等価化係数を求める3つの方法の内、盛土の基準沈下量が小さい場合には、入力波形から累積損傷度理論を用いて求めた結果は、実験結果ともよく合致することが言える。

### 4) ま と め

等価震度、等価化係数について、以下のようにまとめられる。

- (i) 等価震度または等価化係数の求め方には3つの方法がある。
  - ① 入力加速度波形に、材料特性(疲労曲線)を用いて累積損傷度理論から求める方法。
  - ② 規則波加振実験と不規則波加振実験において、同一の沈下量を与える加速度を比較する方法。
  - ③ 等価震度を安定計算から求め、実験の入力加速度と比較する方法。
- (ii) 実験から求めた盛土の基準沈下量が小さいときの等価化係数は、入力波形から累積損傷度理論を用いて求めたものによく合致する。

### (5) ま と め

- 1) 規則波を用いた振動実験結果における振動数による盛土の被害の違いは、模型の応答せん断応力の違いによるものであり、このことは累積損傷度理論によって一応説明できた。不規則波の場合も、入力地震波の違いによる盛土の被害の違いは、応答せん断応力の違いによるものであると推測されるが、十分に説明できるには至らなかった。
- 2) 全応力による動的強度を用いた震度法すべり面計算を実験模型に対して行なったところ、規則波を用いた実験結果と良く一致することがわかった。
- 3) 累積損傷度理論を用いて求めた不規則波を規則波に等価化する時の等価化係数を、不規則波を用いた



振動実験から求まる等価化係数と比較したが、盛土沈下量が小さい所でしか合わなかった。

- 4) 有効応力法すべり面計算法を実験模型に対して適用したところ、計算精度上の問題が残ったが、実験結果をある程度説明できた。

## 2-3-10 ま と め

液状化性地盤上の盛土を対象とした大型及び小型模型実験及びその考察から次の様な知見を得た。

- (i) 水浸砂地盤上の盛土の振動時安定性は、地盤の液状化の発生に大きく影響される。又、この振動時安定性は、盛土の慣性力と地盤の液状化を反映した動的強度とをすべり計算に考慮することにより評価できる。
- (ii) 地盤の液状化を反映した動的強度としては、静的強度定数と発生過剰間隙水圧とを組み合わせた有効応力強度と発生せん断ひずみを基準とした全応力強度とがある。大型模型実験に対しては、有効応力強度と測定加速度振幅から算定した震度とを用いた安定計算による安全率から、安定・不安定を大略判別できることが見出された。引き続いて実施した小型模型実験に対しては、振動実験結果から推定した動的強度特性（有効応力及び全応力強度）を用いた安定計算と盛土の被害の程度との対比を行った結果、ひずみを破壊基準におく全応力強度の方が、実験事実とよく対応した。
- (iii) 加振波形が盛土の沈下量へ与える影響として、①規則波加振では、盛土沈下量が小さい範囲では振動数による差はほとんどない。盛土沈下量が大きいところでは、高振動数で沈下量が小さい。②不規則波加振では、衝撃型波形よりも振動型波形の方が盛土の沈下量が大きい。同じ振動型波形でも周期の長い方が沈下量が大きいことが見出された。
- (iv) 不規則加振時の盛土の被害の程度は、盛土直下の要素でのせん断応力を、累積損傷度理論により等価化することによりかなりよく一義的に説明できた。

## 2-4 水中盛土の破壊現象

### 2-4-1 実験目的及び予備的検討(43)

#### (1) 実験目的

海浜あるいは海中に築造される埋立地や人工島のような盛土は、その多くの部分が水浸あるいは水没しており、盛土材料の単位体積重量の増加及び有効応力の減少等により、空中にある場合より安定性が低い。盛土材としては通常砂質土が用いられるが、水中に盛土を築造するときには、水中落下時にゆるい構造ができ、締固め等の対策を講じない限り、地震動により強度が急低下する可能性があるこれまでの実験結果からも容易に予想される点である。2-2 に述べた水平地盤の実験は、現地盤の一部を模したものと考えられると同時に、水平盛土の天端が非常に広くて法斜面の影響が無視できるような盛土の中央付近を模したものと考えることもできる。

本実験は、主として水中盛土の斜面部の性状を把握することを目的とし、単純形状の小型及び大型模型砂盛土を土槽の中に築造して水没させ、振動台により加振するという方法により、次の項目を明らかにすることを目的とした。

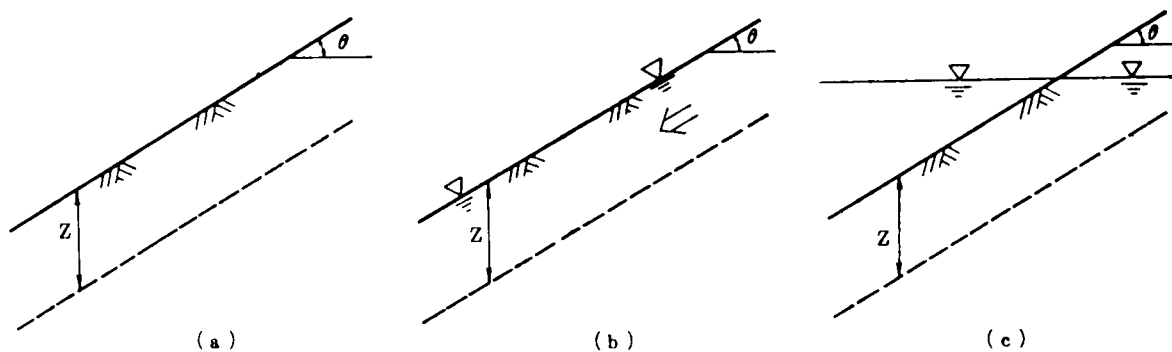


図2.4.1 長大斜面モデル

- 1) 水没した斜面の動的な破壊形態。
- 2) 水没した斜面内の動的な間隙水圧の性状。
- 3) 水没した斜面の合理的な安定解析法。

(2) 予備的検討

水中盛土に関する従来の実験的研究(44,45,46)の結果は次のようにまとめられる。飽和砂斜面は斜面内に発生する過剰間隙水圧により流動性を帯びてのり肩から崩壊する。一般にこの過剰間隙水圧はその点の土被りより小さく、斜面部では完全液状化には至らないが、矢板等により側方拘束をすると完全液状化に近づくこともある。又、振動特性は水浸によりかなり異なるが、1次共振時の振幅はかなり低下するようである。

実験を行なう水浸盛土ののり勾配を決めるに先立って、水浸条件が盛土の安定性に与える影響について、最も簡単な長大斜面の場合を例にとって、大略の検討を行なった。斜面に対する水浸条件として図2.4.1の3ケースを考えた。

- 1) 水浸していない場合 (同図(a))
- 2) 斜面に平行な浸透流のある場合 (同図(b))
- 3) 斜面が静水に水没している場合 (同図(c))

これは、水面を境にして状態が異なるため、長大斜面に含めるのは適当でないかもしれないが、2)との比較のために、水面下の斜面の安定性について検討する。

なお、地震力の影響は震度法を用いて水平震度  $k$  により考慮した。飽水条件下で粘着力がないときには、安全率は土層厚に無関係に求まる。

- 1) 水浸していない場合

安全率は次式で与えられる。

$$F_s = \frac{1 - k \cdot \tan \theta}{\tan \theta + k} \cdot \tan \phi \quad (2.4.1)$$

この場合の安全率は、斜面の土の単位体積重量に無関係である。

- 2) 斜面に平行な浸透流のある場合

$$F_s = \frac{\gamma' - kr \cdot \tan \theta}{\gamma(\tan \theta + k)} \cdot \tan \phi \quad (2.4.2)$$

3) 静水に水没している場合

$$F_s = \frac{\gamma' - k\gamma \cdot \tan \theta}{\gamma' \tan \theta + k\gamma} \cdot \tan \phi \quad (2.4.3)$$

ここに、 $k$ ：水平震度、 $\gamma$ ：土の単位体積重量、 $\gamma'$ ：土の有効単位体積重量、 $\phi$ ：土の内部摩擦角、 $\theta$ ：斜面の傾斜角。

以上の各々の場合について、安全率の試算例を図 2.4.2 に示す。計算条件は、図中に記入した。この図により、斜面が静水中に水没していても地震力がない場合には安全率は空気中にある場合と変わらないが、地震力がある場合には、水没している場合の安全率は空気中にある場合に比べ急激に低下することがわかる。これは、地震力がない場合の水没現象はせん断力とせん断抵抗とを等しい割合だけ減少させるために安全率には影響を及ぼさないが、水没状態で地震力がある場合には、斜面中の水にも慣性力を考慮することによりせん断力がそれだけ大きくなり、空気中の場合より急激に安全率が低下することになる。静水に水没している場合を、斜面に平行な浸透流がある場合と比べた場合、静水によって生ずる静水圧は、斜面内のせん断力を低下させるように作用するので、斜面に平行な浸透流がある場合の方が安全率が低い。

以上のような方法により、振動により過剰間隙水圧が発生しないとしたときの、所定の勾配の水中盛土に対する限界震度が定まる。今回の実験では、振動により多少の過剰間隙水圧が発生することを想定していたため、通常過剰間隙水圧が発生すると言われる震度よりも小さい震度で斜面の安定が保ち得なくなるようでは所定の目的に反するのでそのような観点から水中斜面ののり勾配を定めた。すなわち、水中斜面の安全率  $F_s$  と水平震度  $k$  との関係は、初期安全率の値によって過剰間隙水圧が発生する限界震度  $k$  に達する前に不安定となるかならないかの図 2.4.3 のような二つの場合があると考えた。

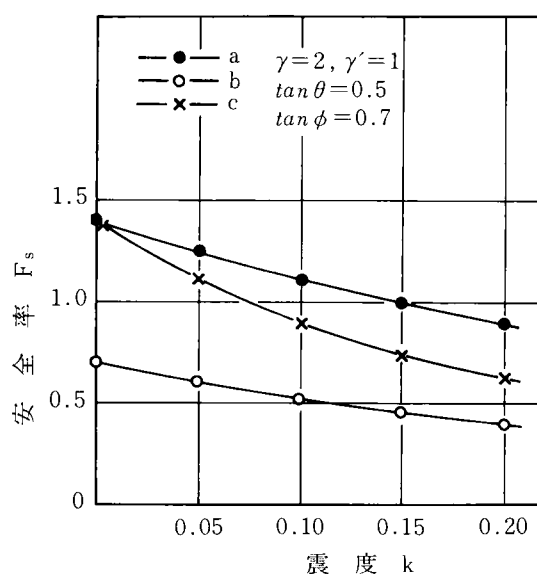


図 2.4.2 長大斜面における震度と安全率の関係

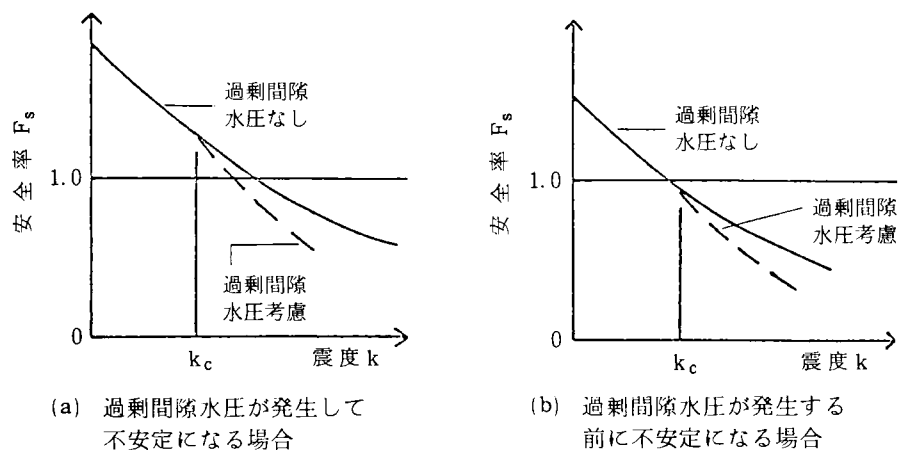


図 2.4.3 震度と安全率の関係の二つの場合

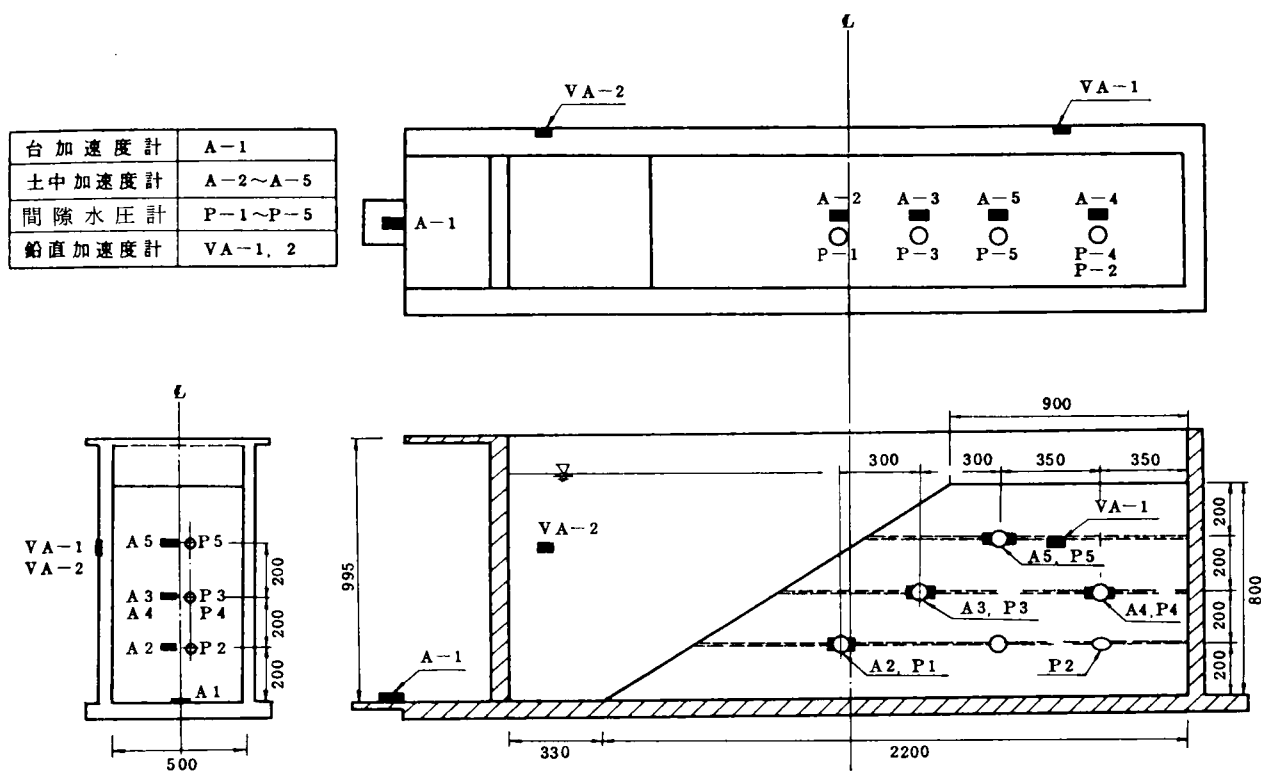


図 2.4.4 小型水中盛土模型及び測定器配置

## 2-4-2 小型実験の概要(43)

上述したように、水浸状態が斜面の安定性を如何に低下させるかについて、すべり面解析法と震度法とを組合わせて予備的に考察した。その場合、振動による過剰間隙水圧の発生は考慮しなかった。水浸斜面の場合にも、水浸水平地盤と同様に振動により過剰間隙水圧が発生し斜面全体の安定性に大きく影響するものと考えられる。このため水浸斜面における過剰間隙水圧の性状及び斜面・地盤の破壊変形の形態等を調べるために、砂及び小レキを材料とする小型及び大型模型盛土の振動実験を実施した。本節では、小型盛土の結果の内、後述する大型盛土の場合と対比される事項についてのみ述べる。

模型盛土の寸法・形状，計測器の配置は，図 2.4.4 に示すとおりである。盛土材料は山砂及び小碎石であり，非水浸状態（乾燥），水浸状態，湿潤状態（不飽和，外水位なし）で実験を行なった。加振条件は，いくつかの振動数の正弦波で台加速度及び加振時間を変えた。

### 2-4-3 実験結果(43)

実施した実験条件の内，主たるケースについて，加速度・間隙水圧の性状と観察された状況は次のとおりである。

- 1) 非水浸砂の場合，盛土内の加速度は台加速度が定常になった後は，模型内のどの位置でもほぼ定常値を示す。模型の崩壊性状は，定性的にはどのような台加速度でも同じであり，斜面表層厚数 cm 程度が崩れ落ちる。特に大加速度の場合は，この崩落層の厚さが厚くなる。
- 2) 水浸砂の場合には，模型の加速度と間隙水圧の挙動の間には密接な関係がある。加速度が小さく過剰間隙水圧が発生しないか，発生しても比較的小さい場合には，模型加速度は台加速度とほぼ等しい定常値を示す（図 2.4.5(a)）が，この過剰間隙水圧と加速度の組合せがある限界をこえると模型加速度が台加速度よりはるかに小さくなることもある（図 2.4.5(b)）。同じ現象は既に 2-2-3 等で見た。過剰間隙水圧の値の大小の順序は，P-2，4，1，3，5 の順となり，すなわち，天端下方の下部，上部，斜面の下部，中央部，上部の順に間隙水圧が発生しやすいという結果を示した。それぞれの間隙水圧は，各ケースによって異なるが，大体において 10～30 sec 位で最大値を示し，以後加振が継続しても減少する性状を示した。これは，模型の変形に伴い過剰間隙水圧の発生特性が低下すること，模型が小さいために間隙水圧の逸散があることによると考えられる。同じ過剰間隙水圧の経時変化を，過剰間隙水圧の土被り圧に対する割合として見直したものが，図 2.4.6 である。これらにより，過剰間隙水圧の最大値の特徴は次のように言えよう。天端の直下である P-2，4 においては，最大約 40%，斜面近傍にある P-1，3，5，に

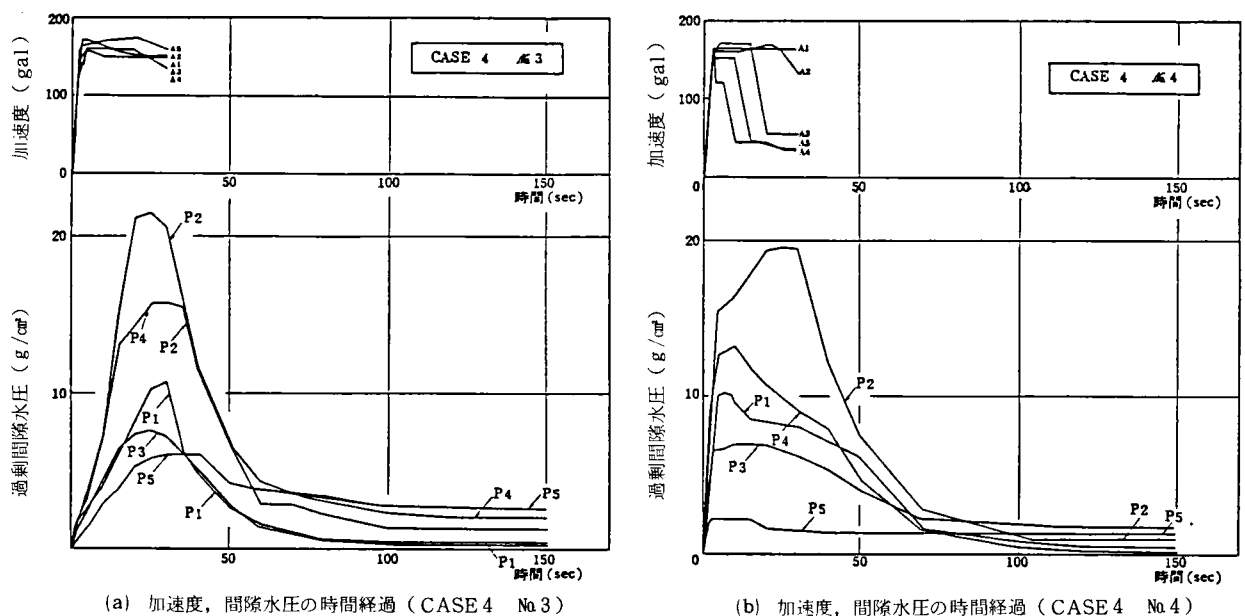


図 2.4.5 加速度・間隙水圧の時間変化

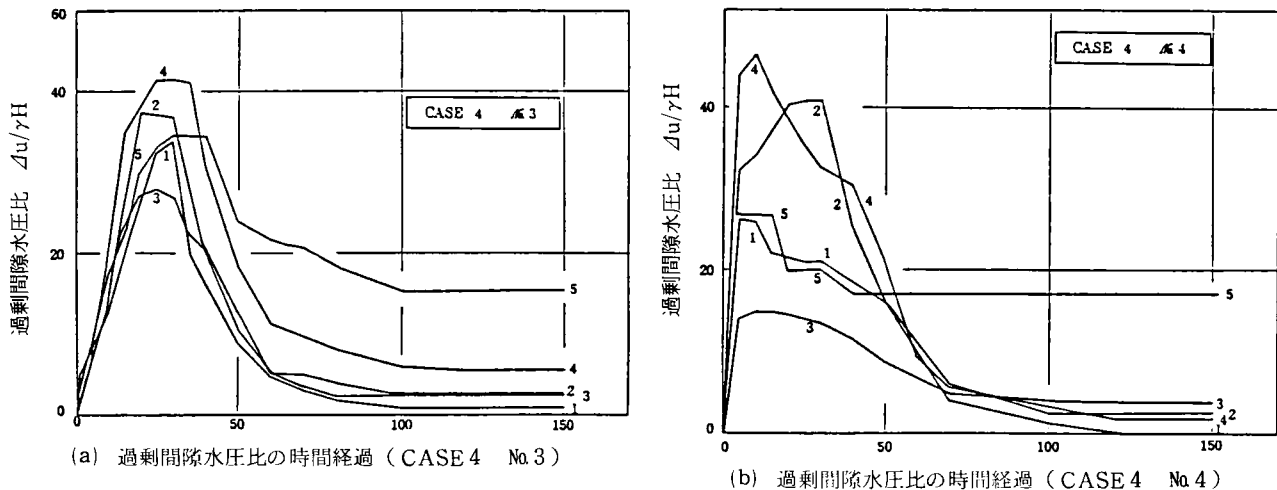


図 2.4.6 過剰間隙水圧比の時間変化

おいては、最大約 30～35%となる。この割合は、水平地盤では密度・加速度・継続時間等の条件が満たされれば 100%に至り、いわゆる液状化現象を示すことと比べてはるかに小さく、今回の水中盛土では上述したように天端下、斜面内ともそのような現象は見られない。この現象は次のように説明できる。水平地盤の場合は、振動によって過剰間隙水圧が発生する過程において、側方の変位が拘束されているために、水平方向の全土圧が増加し、最終的には等方状態になる(図 2.4.7(a))。一方、斜面部分ではこのような変位の拘束条件がないために、最大・最小全応力はほぼ一定と見なすことができよう。したがって、最大・最小全応力の差に起因するせん断応力が常に存在するために、過剰間隙水圧がある程度まで増加した段階で破壊が生ずることになる(図 2.4.7(b)(c))。すなわち、斜面内部においては過剰間隙水圧は土被り圧までは上昇し得ず、完全液状化に至らないで破壊に至る。なお、このような過剰間隙水圧の発生現象は模型の崩壊現象にも大きく影響し、非水浸の場合とは若干異なり、模型の天端部分から流れ落ちるような性状を示した。最終的には水平に近い勾配の斜面となったが、斜面の内部は崩壊することとはなかった。

- 3) 非水浸碎石の場合、加速度の性状、崩壊の形態は非水浸砂の場合と同様であるが、砂よりは若干斜面の安定性が高いようである。
- 4) 水浸碎石の場合、模型内では過剰間隙水圧はほとんど発生せず、測定加速度も安定したものであった。これは碎石の透水性が大きいことによるもので、斜面の崩壊形態も非水浸の場合と大きな違いはなかった。
- 5) 湿潤砂の場合、模型加速度は安定したものであった。台加速度が 400 gal 程度以下では模型に変化は認められず、安定性が高いことを示していた。それ以上では、天端・斜面に亀裂が生じた。最終的には、斜面内部を通る大きいすべり面が生じた。このような現象は、他の非水浸・水浸ケースは見られなかったことで、湿潤状態では、表層よりも内部に弱層が現われることを意味する。相対的に表層の安定性が高いのは、不飽和による見かけの粘着力のためである。

以上の材料別・水浸条件別の斜面の崩壊性状・間隙水圧性状をまとめると次のようになる。

- 1) 非水浸砂、水浸砂(加速度の小さいとき)、非水浸碎石、水浸碎石……斜面の上部(特に法肩)及び

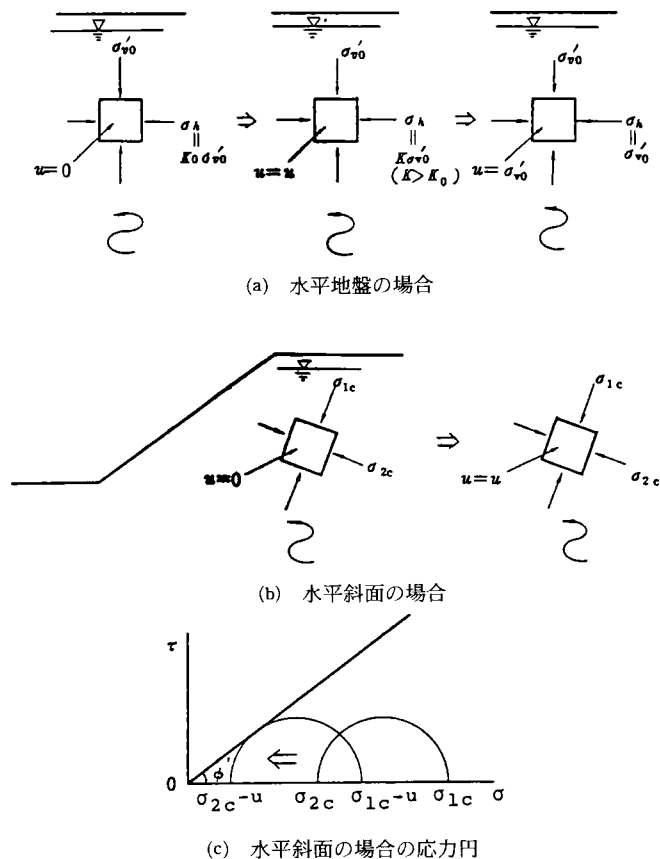


図 2.4.7 過剰間隙水圧の発生による地盤内応力状態の変化

浅層表面から転落乃至は滑動を始め、斜面内部には変状はほとんど見られない。これは粘着力が小さい粗粒土表面では表層部が最も不安定であるという既往の論を裏づけるものである。

- 2) 水浸砂（加速度の大きいとき）……………斜面の上部が流動性を帯び振動によって流動する。これは盛土内部に発生する過剰間隙水圧に起因するものであるが、斜面内部では、水平地盤の場合と異なり、過剰間隙水圧は有効土被り圧にまで達することなく土は破壊する。
- 3) 湿潤砂……………斜面の内部に深いすべり面が生ずる。これは、湿潤砂に存在する見かけの粘着力により 1)とは異なり斜面表層部の安定度が増加し、内部に相対的に弱いゾーンが存在するためである。

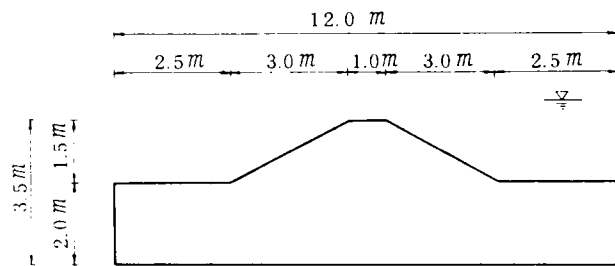
#### 2-4-4 大型実験の概要(43,47)

##### (1) 実験概要

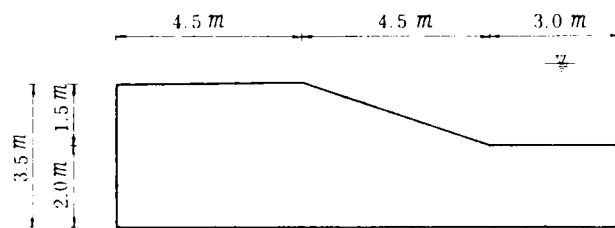
この実験では、基礎地盤部を有する大型模型斜面を山砂によって製作し、地盤部及び斜面部を水浸状態にあるときの振動に対する安定性を調べることを主目的とした。

##### (2) 土槽及び模型条件

模型盛土の形状・寸法は、図 2.4.8 に示すような 2 種（両盛土、片盛土）で模型製作回数は各 2 回合計 4 回である。モデル 1 と 2 では、斜面被覆材としての碎石の有無という差がある。砂質土が水没している場合には粘着力がほぼ 0 に近いと想定され、このような場合には斜面の表面に近いほど安全性が低く小加速度で破壊する可能性が高いことと土槽中に生ずる波によって斜面材料が洗掘されたりする恐れがあるということ



(a) MODEL I (TEST No. 1, 2)



(b) MODEL II (TEST No. 3, 4)

図 2.4.8 大型水中盛土模型

から、実験 1 では斜面に 6 号碎石（5～13 mm）を被覆材としておいたものである。モデル 2 では、そのような被覆材のない場合をモデル 1 との比較として行なったものである。モデル 4 はモデル 1～3 より盛土の密度を緩くし密度による差についても調べようとした。

### (3) 模型の製作方法

模型の製作方法は 2-1-3 で述べた一般的方法によった。各回非水浸状態での実験が終了した後に、土槽底部から徐々に水を供給し地盤部がほぼ水浸した時点で土槽上方からも給水し、最終的には深さ 4 m まで水浸した。なお、水浸時に斜面部が崩壊しないように斜面表面にベニヤ板を置き保護し所定の水位まで水浸した時点でベニヤ板を撤去して振動実験を実施した。

### (4) 実験条件

実験条件を、表 2.4.1 に示す。

### (5) 計測

計測器の配置を図 2.4.9 に示す。



表 2.4.1 大型水中盛土模型の実験条件

モデル 番号	実験 番号	水浸 条件 <sup>1</sup>	共 振 実 験		破 壊 実 験				初期間隙比	モデル図
			1	2	1	2	3	4		
I	1	A	7~13 <sup>・2</sup> 1~24 <sup>・3</sup>						0.744	図 2.4.8 (a)
		B	20~42 1~24		45 <sup>・4</sup> 8 <sup>・5</sup> 20 <sup>・6</sup>	113 8 31	265 8 31	307 8 178		
	2	A	22~37 1~24	40~49 1~24					0.689	(a)
		B	20~22 1~24		55 8 30	92 8 29	185 8 31	155 5 32		
II	3	A	16~23 1~24	22~51 1~24					0.680	(b)
		B	21~26 1~24		132 6 35	210 6 36	313 6 65			
	4	A	16~23 1~24	21~48 1~24					0.755	(b)
		B	8~15 1~24		151 6 34	350 6 31				

\*1 水浸条件、A：非水浸、B：全体水浸  
\*2 共振実験の台加速度範囲 (g a l)  
\*3 共振実験の振動数範囲 (H z)

\*4 破壊実験の台加速度の定常値 (g a l)  
\*5 破壊実験の振動数 (H z)  
\*6 破壊実験の加振時間 (s e c)

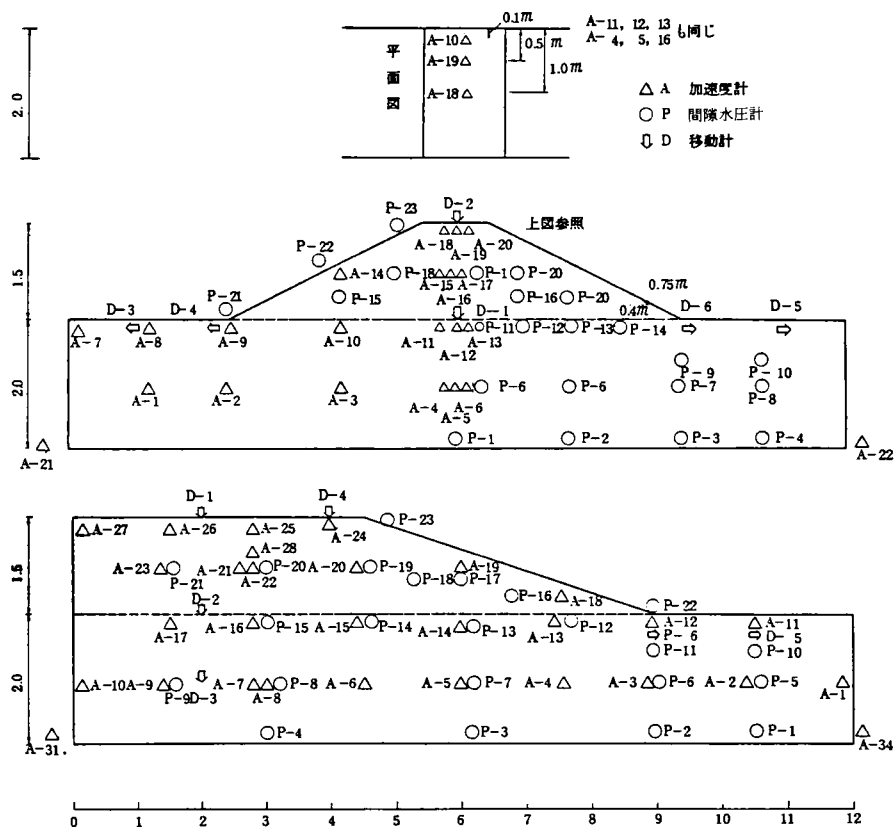


図 2.4.9 計測器配置

## 2-4-5 実験結果

### (1) 破壊実験結果の概要

まず、破壊実験全体における破壊の程度の概略を図 2.4.10 に示した天端沈下量から把握すると、破壊変形の生じたものは、ケース 1-B-破壊-3, -4, 2-B-破壊-3, -4, 3-B-破壊-3, 4-B-破壊-1, -2 である。したがって、全体を通して大よそ台加速度が 150 gal 以上の場合に模型斜面は破壊したと見ることができる。細かく見ると、のり勾配が 2 割である模型 I については、150 gal 以上で、のり勾配が 3 割である模型 II については、I と同程度に締固めたモデル 3 の場合で 200 gal ではほぼ安定で、破壊を生じたのは 300 gal 以上（実際はもっと低い台加速度でも破壊したかもしれないが、そのような実験条件では行っていないので）いわれる限界加速度は厳密には把握できない、足踏みで締固めを行なったモデル 4 の場合には 150 gal でかなりの沈下量が生じており、締固めによる差が顕著に現われている。

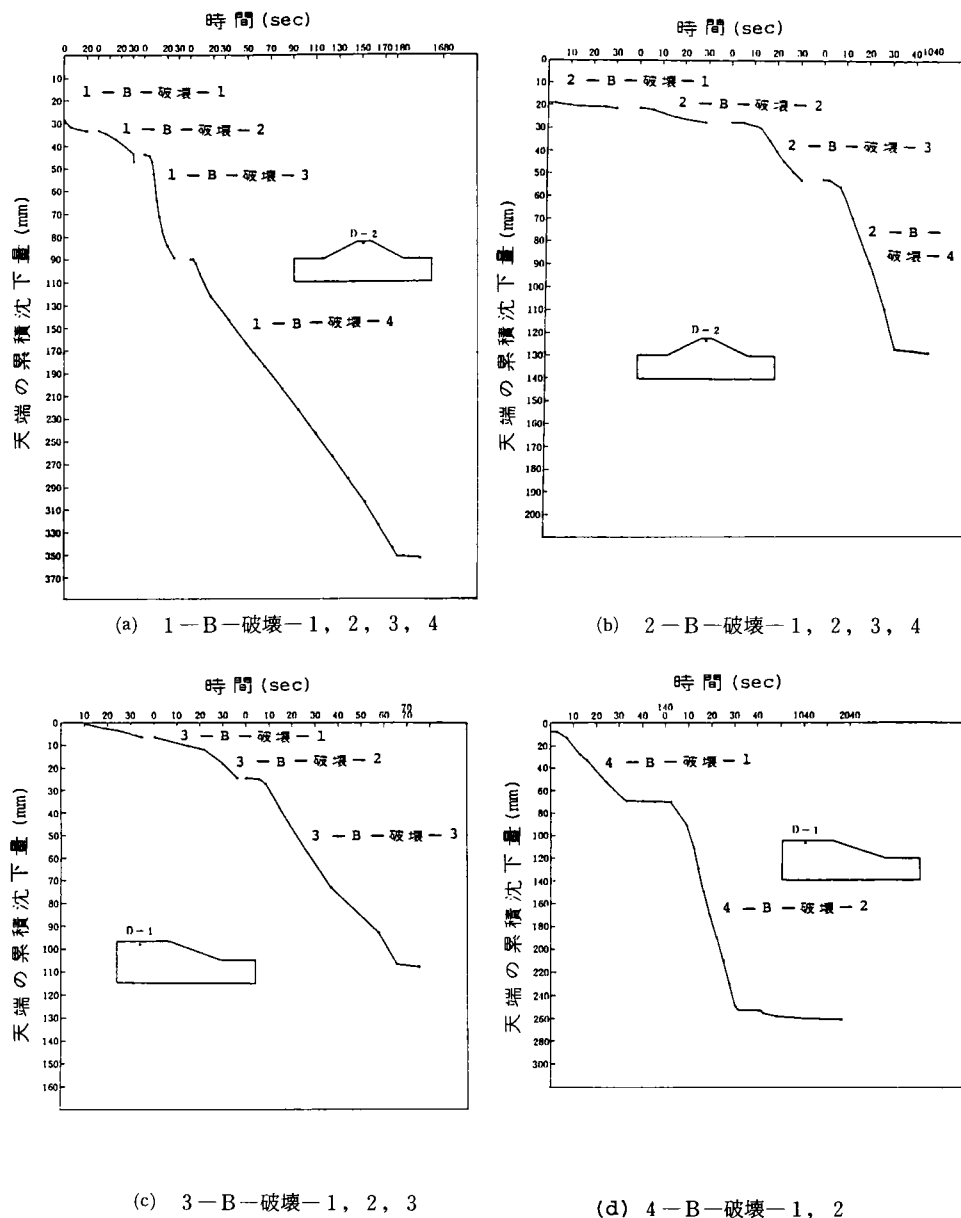


図 2.4.10 天端沈下量の時間変化

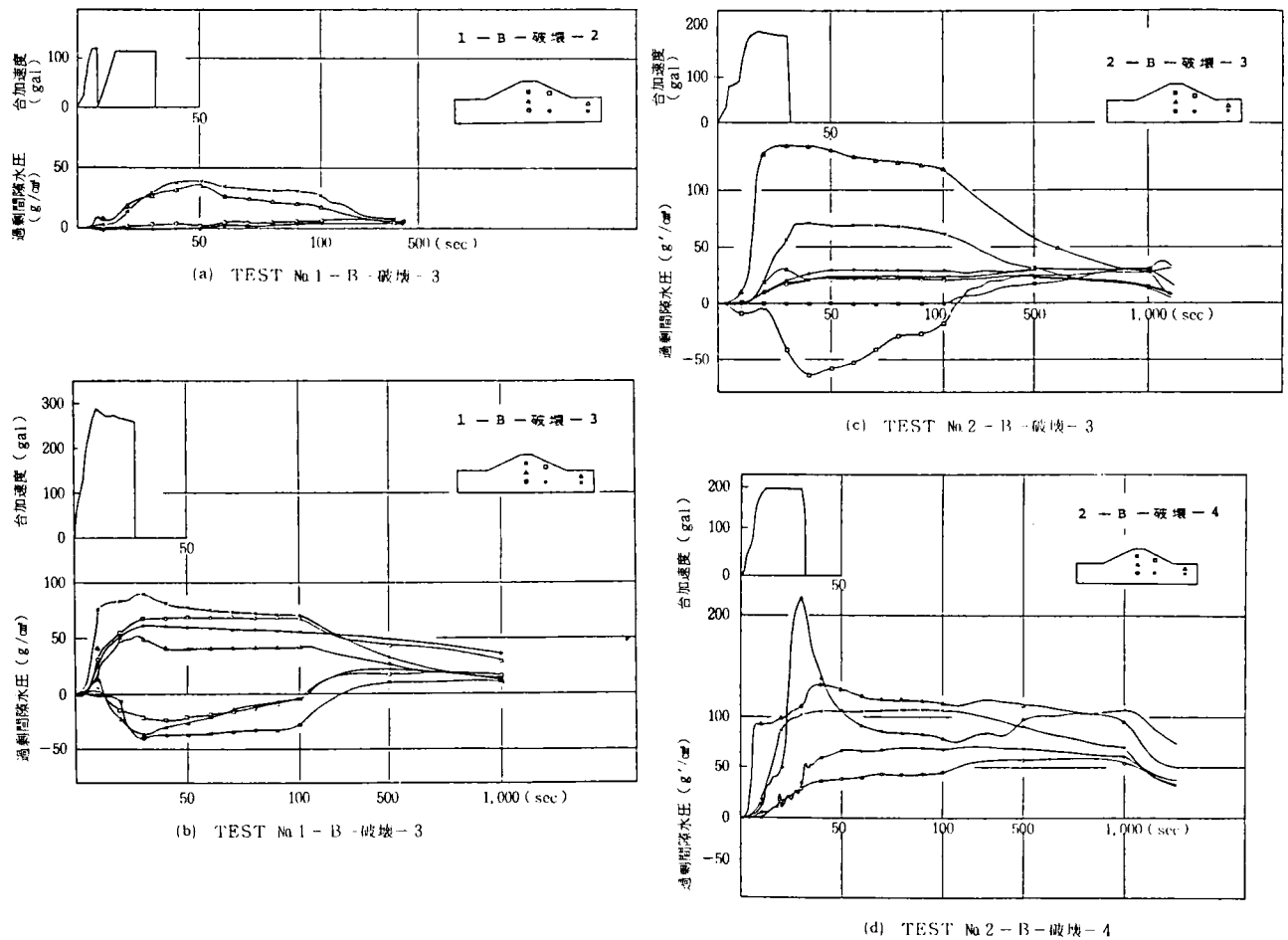


図 2.4.11 間隙水圧の時間変化

## (2) 模型加速度の性状

加速度の性状は、間隙水圧とも関連して複雑な挙動を示すことが多いことは、これまでの他の模型に対する実験と同様である。

## (3) 間隙水圧の性状

間隙水圧の性状の特徴を先に述べれば、次のようであった。まず、地盤中の間隙水圧は、水平地盤の場合と同じく振動によって増加し、この値がある限界より大きくなったときに盛土部分の沈下が大きくなり破壊する。これに反して、盛土部分又は盛土と地盤の境界付近では、一般に振動による過剰間隙水圧の発生量は少なく、正の値を示すこともあり負の値を示すこともある。これは、水平地盤や小型模型の場合には見られなかった現象である。ただし、振動中に負の値を示した場合にも、その後地盤部に発生した正の過剰間隙水圧の伝播により正の値を示しその後再び減少する。図 2.4.11 に間隙水圧の時間経過例を示す。上述した性状を顕著に示している例として (b) (c) 等を挙げることができる。この原因は、地盤の軟化による流動に伴い盛土部が側方に広がり、側方膨脹が生じることが最大のものと考え、これについては項を改めて考察を加える。これを含めて盛土部分における過剰間隙水圧の発生性状が地盤部のものと異なるものとなる特性として、次のようなものを考えることができる。

1) 過剰間隙水圧が有効土被り圧に対して 100% まで達しない理由：既に 2-4-1 (2) において、図 2.4.7 を

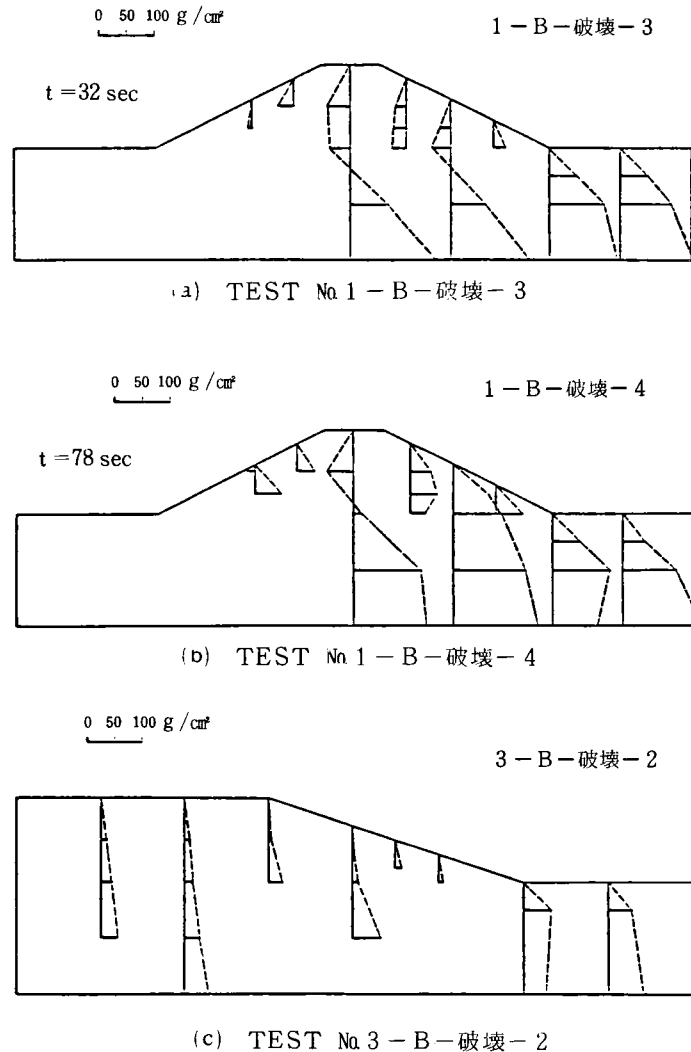


図 2.4.12 間 隙 水 圧 分 布

用いて説明したように、斜面部では内部に存在する静的なせん断応力があることと、水平地盤と異なり斜面部からの側方への変位拘束がなく側圧の全応力増加がないために有効上載圧まで達しない。

- 2) 過剰間隙水圧の増加量が小さく、又負の値をとる理由：(i) 斜面部では振動によって生ずる動的せん断応力が最大の面（水平加振時には水平に近いと想定される）に常時せん断応力が作用しており、応力方向の反転がないと過剰間隙水圧の発生が少ない。(ii) 盛土部が軟弱なためせん断変形が大きくなりダイラタンシーが正の特性を示す。(iii) 上述したように盛土部が軟弱であるので、側方への拘束がなく容易に側方へ広がろうとする。したがって、水平応力が減少し（例えば静止土圧から主動土圧状態へ）、過剰間隙水圧が負となる。このような側方移動傾向は地盤が液状化し軟弱化する程著しいと推定される。

上に述べてきたように水浸した盛土内部の過剰間隙水圧は動的荷重によって生ずるものだけではなくそうであることがわかった。このことは、地盤だけが水浸した盛土の場合について 2-3-4 等で考慮したことと同じである。

次に、各実験において加振終了直後の過剰間隙水圧の分布を図 2.4.12 に示す。これによると、大略の傾向として、これまでにも見てきたように、盛土の直下では過剰間隙水圧はその点の有効土被り圧に対

しては相対的に生じにくいといえる。又、盛土直下が完全液状化に達することはなかった。又、浅いところでは相対的に早く過剰間隙水圧が発生する。地盤内の過剰間隙水圧は最大でその点の初期有効土被り圧にまで達するが(これは水平地盤の場合の完全液状化に相当する)、特にのり先付近ではその値をはるかにこえることがある。これは盛土が滑動する傾向により側方土圧が土被圧より大きくなっていることと関係していると思われる。

#### (4) 盛土の破壊形態

盛土の破壊形態は必ずしも鮮明に観察されなかったが、2-4-3の小型実験では盛土全体にわたる破壊的な変形は余り見られなかったのと比べて、盛土全体が地盤流動に基き大きく移動した点が特徴的といえよう。この地盤流動の効果は、土槽底版の上に直接盛土を製作した2-4-3の小型盛土の場合には現われない特徴である。盛土部が予想した程流動性を示さなかった理由として、発生過剰間隙水圧が小さいか又は負であったことと関連づけられる。

#### (5) 地盤内の過剰間隙水圧と盛土沈下量

以上の実験結果から、地盤内の過剰間隙水圧が盛土全体の破壊変形を支配しているように考えることができる。ここでは、盛土の破壊変形(天端の沈下量で代表させる)と密接に結びつくと思われる地盤の間隙水圧側点を代表的に決めて(ケース1, 2でP-5, ケース3, 4でP-8), それらの間の相関を調べた。加振時間が大体30秒のものを対象にして、その時点での間隙水圧と天端沈下量を比較したものが図2.4.13である。両者の対応が定性的にはよいことが分る。

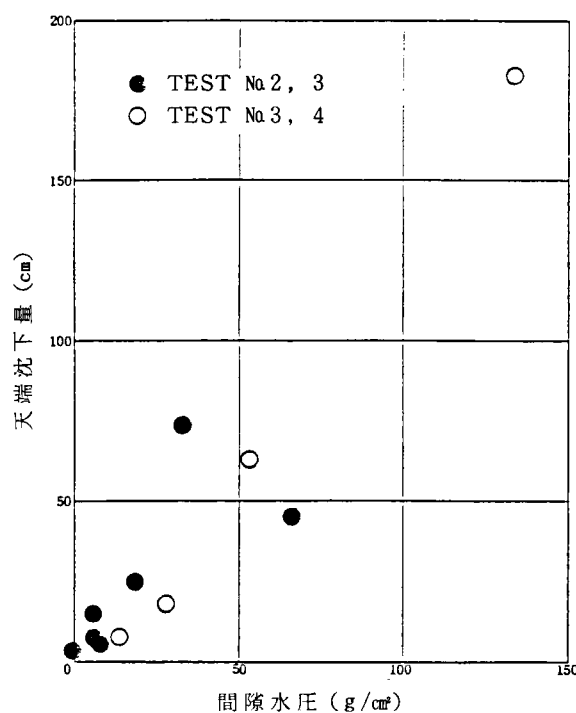


図 2.4.13 間隙水圧と天端沈下量の関係

## 2-4-6 水中盛土の破壊現象の考察(43)

### (1) 予備的解析

水中盛土を無限長斜面とした簡便な安定解析の方法は既に前述した。その方法に従って、実験模型の限界震度を解析的に求めると、法勾配2割の模型1で74 gal, 法勾配3割の模型2で149 galとなる。(ただし,  $\gamma_{\text{sat}}=2.0 \text{ tf/m}^3$ ,  $\phi=35^\circ$ )。これらの値は, 2-4-5で述べた実験的に見た推定限界加速度よりかなり小さい。この理由としては, 現実には有限長斜面であることにより法先での抵抗が盛土の安定性に寄与していることや, 交番に変化する振動を静的な一方向への力に置換していること等により簡便計算は過度に安全側の値を与えるものと推定される。

### (2) 盛土内における過剰間隙水圧の性状

#### 1) 問題の出発点

砂質土盛土の安定には, 振動によって発生する間隙水圧の性状が大きく影響することは確かである。実験的に見られた間隙水圧の性状は既に述べたが, ここに再度その要点をまとめる。

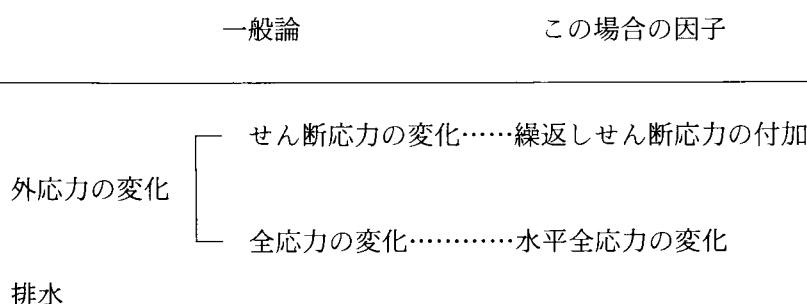
(i) 地盤部のない小型模型盛土内では, 振動により正の過剰間隙水圧が発生した。

(ii) 地盤部を有する大型模型盛土では, 地盤内では振動により正の過剰間隙水圧が発生したが, 盛土内では過剰間隙水圧がほとんど発生しないか, 場合により小さい負の値となった。

(i)と(ii)とでは, 盛土内部の過剰間隙水圧の挙動は全く異なるが, その原因として, 2-4-5(3)で述べたように盛土を支持する地盤の有無の影響について検討してみる必要がある。盛土及び地盤内部の過剰間隙水圧の変化機構を変形の機構と合わせて考えてみる。

#### 2) 過剰間隙水圧の発生機構

一般的に土の要素内部の間隙水圧に影響する因子は次のように考えられる。



水平地盤の液状化過程において, 有効応力で表わした水平土圧係数が一定値  $K_0$  を保つという仮定を用いて, 上の考え方を適用した結果は, 2-2-4において, 既に記述した。

### 3) 地盤の液状化と盛土の過剰間隙水圧の関係の追跡の試み

盛土内部あるいは盛土周辺地盤における性状を, 水平地盤の場合と対応して考えてゆくと, 盛土・地盤内部の土の要素がどのように変形するかが一つの要因となる。定性的には次のように考えられる。図2.4.14(a)のような盛土・地盤及びそれらの内部の要素A, B, C, Dを考える。まず, 振動により要素Aにおいて過剰間隙水圧が発生し, せん断剛性が低下する。要素Aに作用する静的せん断応力が一定とすれ

ば、それだけせん断変形が生じ、図 2.4.14(b)のような変形を示す。出発点として図において要素Aで代表される領域において振動により過剰間隙水圧が発生し、せん断剛性が低下することは前提としてよいであろう。このような変形が生じれば、これに引きずられるように、盛土部及びのり先地盤が図に示したように移動し、外形も変化する。したがって、水平地盤の場合に成立した側方変位拘束の条件が、図 2.4.14(a)における、要素B、C、D等では成立しない。予想される変形は、程度の差はあれ、側方に引張られるような変形である。これは、応力に変換して述べれば水平全応力が減少するということになり、間隙水圧を低下する要因になる。間隙水圧変化は繰返しせん断との合成であり、両者の大小関係で過剰間隙水圧の正負が決まる。このような現象は、原理的には、盛土部が水浸していなくとも生ずるわけであるが、水中盛土部の間隙水圧を測定したことにより初めて間接的に明らかにされたものである。このような水平応力の変化がどのようなものであるかを、次のように考えて有限要素法による静的応力・変形解析により検討した。

静的及び繰返し荷重を受ける砂の変形特性は未だ十分評価し難いものであるが、現象的には図 2.4.15のように、振動により変形が進行しみかけの剛性が低下するものと見る事ができる。そして、同図の複雑な応力・ひずみ関係 AB に対する解析に代えて、振動後の状態を剛性 OB を用いて近似させる。土の剛性は拘束圧や作用応力のレベルの影響を受けた非線型性を有するものであるが、解析方法自体が近似解析であることや用いる物性値の精度を考慮して、剛性が拘束圧や作用応力のレベルに依存しない線型解析とした。用いたプログラムは、田中によって開発されたものである(48)。このプログラムにおいては、物性は次のようにヤング率Eとポアソン比 $\nu$ によって表わされる。

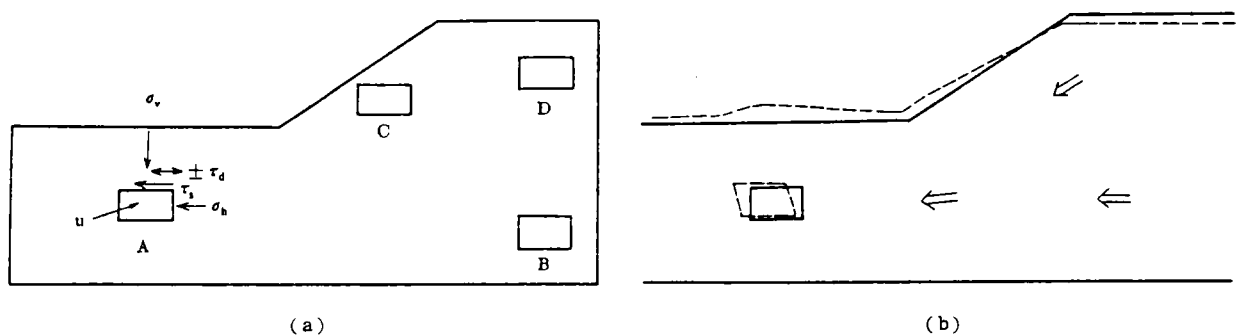


図 2.4.14 地盤の変形模式図

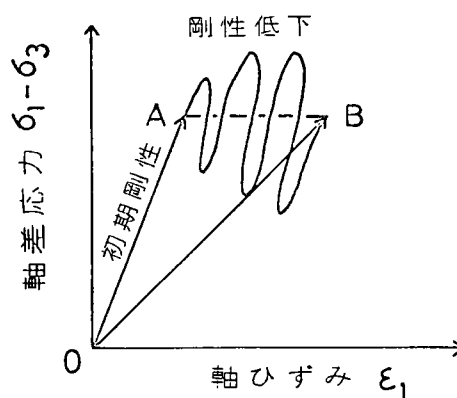


図 2.4.15 繰返し荷重を受ける砂の変形模式図

$$\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3 = E \cdot \Delta\varepsilon_1 \quad (a)$$

$$\Delta\varepsilon_3 = -\nu \cdot \Delta\varepsilon_1 \quad (b)$$

試算を行なった盛土・地盤条件を図2.4.16に示す。同図(a)は初期状態に対応するもので、ヤング率・ポアソン比は試算のための仮定の値である。同図(b)は、振動による地盤の見かけの剛性低下を初期値に対して仮に1/2と仮定したものである。地盤のポアソン比は、振動前後において主応力が変動せず、振動中の変形が非排水条件で生ずるという仮定を用いて求めたものである。

以上のデータに基く計算結果は図2.4.17に示すようなものである。(a)(b)(c)は初期剛性に対する結果で、(d)(e)(f)は地盤剛性を低下させた場合の結果である。これらにより、剛性低下により、鉛直応力の分布は変わらないが水平応力はかなり変化することが分る。すなわち、地盤底部においては、このような剛性低下に伴い水平土圧は30～50 g/cm<sup>2</sup>増加し盛土部においては、水平土圧は10～20 g/cm<sup>2</sup>減少する。このことは実験的に得られた盛土内の過剰間隙水圧の低下現象に対応するものである。

以上、極く限られた条件の下ではあるが、地盤の剛性の低下が地盤や盛土の変形、内部応力等に及ぼす影響を調べた。結局、結論的にいえば、液状化を生ずるような地盤の上にある水中盛土では地盤の剛性低下に伴う地盤の側方変形が盛土部分にも影響し、水平土圧を減少させることがある。大型模型盛土において観察された盛土内における過剰間隙水圧の低下現象はこの現象に起因するものと思われる。地盤部分がない場合には、このような現象は生じにくいと推定される。

### (3) 破壊実験解析に用いるべき解析法の考察

上述した水中盛土内の間隙水圧の特異な挙動の解析は、地盤の軟弱化の程度を試みに仮定した定性的なものであるが、盛土内の間隙水圧の挙動には、繰返しせん断のみならず、地盤さらには盛土自体の軟弱化を考慮することが合理的であることを示唆していると考えられる。このことから、このような系の振動解析においては、振動による間隙水圧の増加に伴う剛性の変化を考慮したものであること、作用応力は動的成分のみならず自重による応力成分も含んだものであること、考慮すべき間隙水圧は繰返しせん断によるもの及び各部の変形に対応する全応力変化によるものであること等が必要であると考ええる。

又、水中盛土の合理的な安定解析(すべり解析)においては、次のことに留意すべきと考えられる。まず、地盤のみが水浸している場合と異なり、盛土も水没した水中盛土の盛土本体内部においては、加振により過剰間隙水圧が発生する。盛土内の発生過剰間隙水圧は、最大であっても各位置の初期有効上載圧までは増加しない。したがって、盛土内の発生過剰間隙水圧の最大値をその点の初期有効上載圧と考えることは、盛土

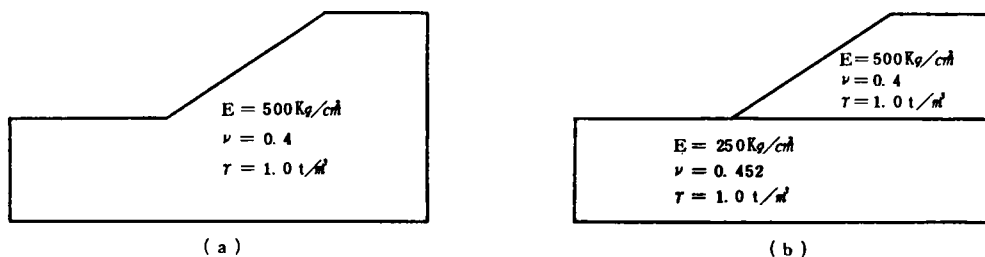


図2.4.16 計算条件



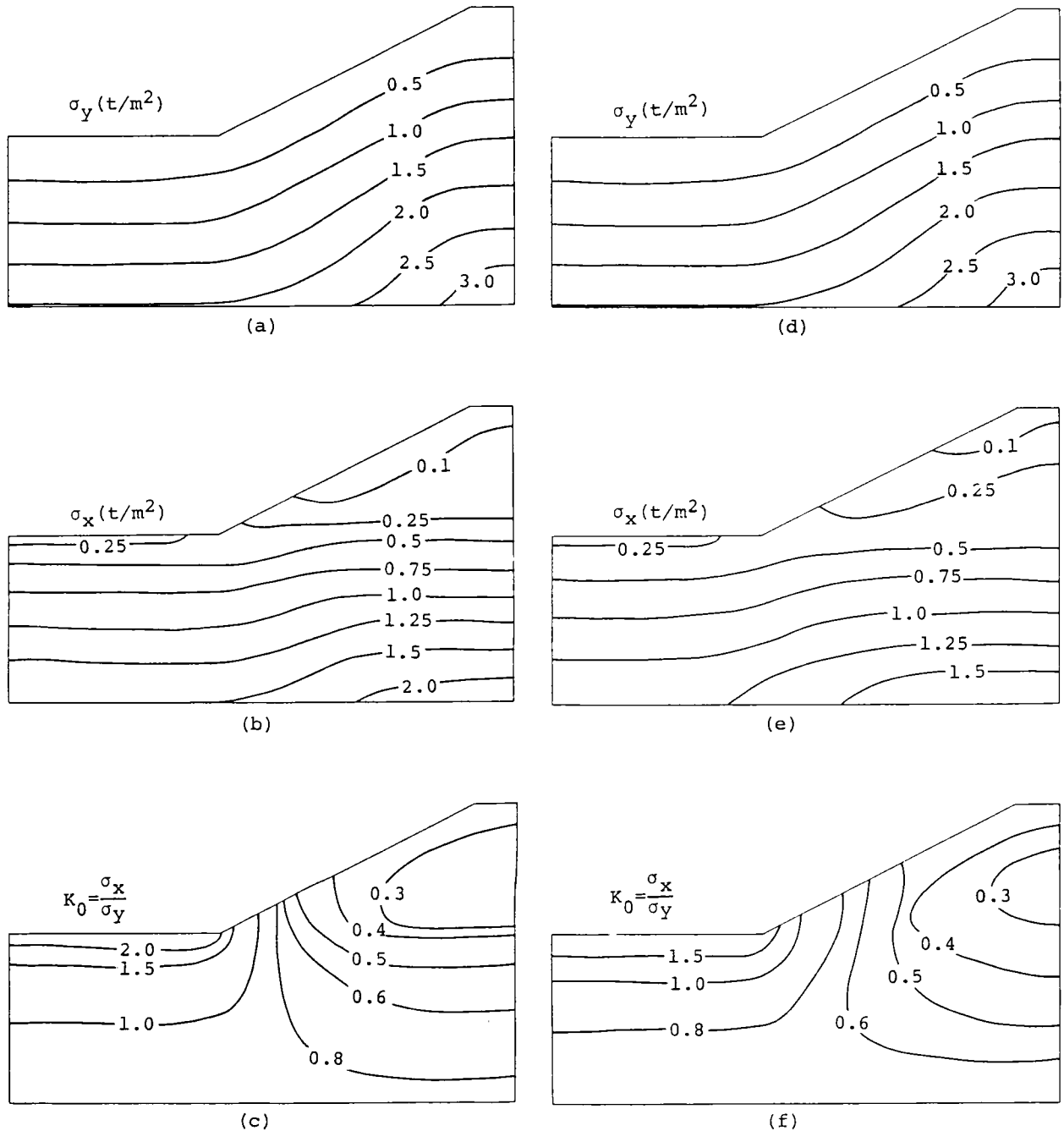


図 2.4.17 計 算 結 果

の強度低下を過大に評価することになる。さらに言えば、盛土を支持する基礎地盤の剛性低下による側方流動に起因して、盛土中の水平応力等が変化し、それに伴い間隙水圧が変化すると考えられるが、この値の推定法はまだ確立しておらず、現時点ではその変化分は無視をして考えざるを得ない。

#### 2-4-7 ま と め

小型及び大型の水中盛土の振動実験より得られた主な知見は次のようである。

- 1) 小型水中盛土の場合のように、良好な基礎地盤の上に作られた水中盛土中では、振動により正の過剰間隙水圧が発生する。この最大値は、側方を拘束された水平地盤の場合のように有効上載圧にまでは至

らず、天端直下でその約 40%，法面近傍において約 30～35%であった。これは、水中盛土部に対して側方拘束がないためである。

- 2) 大型水中盛土の場合のように、基礎地盤自体が液状化する場合には、水面下の盛土部分の間隙水圧は加振初期に負の過剰間隙水圧を示すことがある。これは、地盤の軟弱化に伴い、盛土部が側方に広がろうとする傾向を示し、それによって、盛土内の水平土圧が減少するためと考えられる。このことは、地盤剛性を 2 通りに変えた静的解析からもうかがわれた。
- 3) このような系の望ましい動的解析法は、常時及び動的応力を同時に考慮し、かつ、繰返しせん断及び変形に伴う全応力変化による間隙水圧変化を考慮したものである。

## 2-5 液状化性地盤中の埋設構造物の挙動

### 2-5-1 実験目的

ここでは、埋立地や海底のゆるい砂質地盤中に建設される沈埋トンネルや掘割道路のような相対的に軽い剛なコンクリート構造物を想定して、周辺地盤の液状化性状、周辺地盤が液状化した場合の埋設構造物の挙動及び被害軽減策、液状化時に剛な構造物に作用する土圧等を明らかにすることを目的とする。

実験方法としては、まず大型模型を用いて、液状化地盤中の埋設構造物の浮上り等について概括的な挙動把握を行なっている。次いで、浮上りの生ずる条件の詳細な確認、浮上り量の予測法並びに浮上がりに影響する因子の解明のために、小型模型振動実験を実施した。

### 2-5-2 大型実験の概要 (49,50)

#### (1) 土槽、砂層及び埋設模型の寸法

土槽、砂層及び埋設模型の諸元を図 2.5.1 及び表 2.5.1 に示す。シリーズ I は沈埋トンネルを想定したも

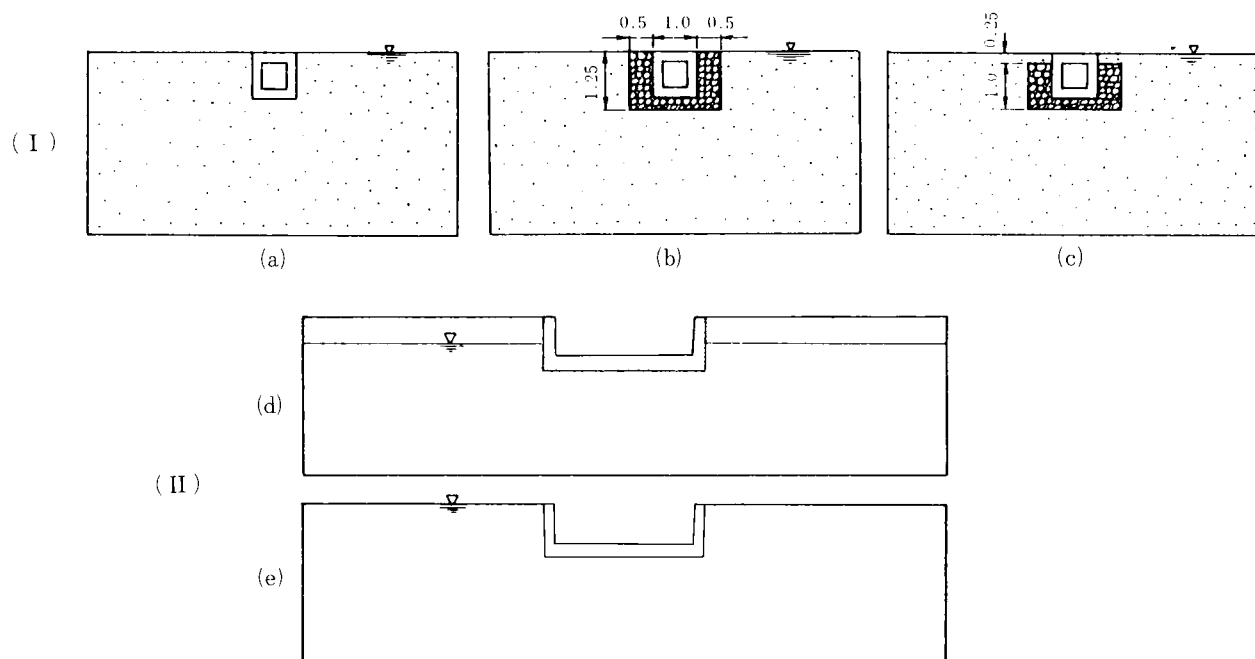


図 2.5.1 埋設構造物模型 (大型模型実験)

表 2.5.1 埋設構造物模型実験用土槽・砂層・模型の諸元

モデル	土槽	砂層	埋設模型
I	寸法： 8m×4m×2m	層厚：4m	中空コンクリート鋼板貼製 寸法：1m×1m×1.8m（奥行） 重量：1.910t 見かけ比重：1.06
II	寸法： 12m×4m×2m	層厚：3m	コンクリート製 寸法：3m×1m×1.9m（奥行） 重量：6.895t 見かけ比重：1.21

表 2.5.2 埋設構造物模型の実験条件

モデル 番号	実験 番号	水浸 条件 <sup>*1</sup>	共 振 実 験		液 状 化 実 験				初期間隙比	締固め方法	モデル図
			- 1	- 2	- 1	- 2	- 3	- 4			
I	1	B	22.1~42.2 <sup>*2</sup> 1~22 <sup>*3</sup>		61 <sup>*4</sup> 12 <sup>*5</sup> 62 <sup>*6</sup>	126 11 72	228 10 73	483 9 74	0.758	50cm層厚 ごと足踏み	図2.5.1 (a)
	2	B	18.2~54.5 1~24		74 12 75	131 11 68	230 10 68	490 9 82	0.789	〃	図2.5.1 (b)
	3	B	19.4~65.7 1~20		84 12 65	140 11 67	230 10 70	455 9 72	0.741	〃	図2.5.1 (c)
II	1	A	15.1~21.4 1~24	29.8~40 1~24					0.776	〃	図2.5.1 (d)
		B	17.7~22.9 1~24	34.2~46.2 1~24	107 5 30	193 5 30	292 5 23				
	2	A	19.9~24.4 1~24	33.5~44.3 1~24					0.774	〃	図2.5.1 (e)
		B	16.5~23.2 1~24	32.9~46.9 1~24	100 5 30	171 5 30	246 5 25				

\*1 水浸条件、A：非水浸、B：全体水浸

\*2 共振実験の台加速度範囲（gal）

\*3 共振実験の振動数範囲（Hz）

\*4 破壊実験の台加速度の定常値（gal）

\*5 破壊実験の振動数（Hz）

\*6 破壊実験の加振時間（sec）

ので、埋設模型の見かけ比重は、沈埋トンネルの比重が1.05～1.1程度となっている実状を考慮した。シリーズIIでは、掘割道路を想定して埋設模型の比重を定めた。現実の沈埋トンネルや掘割道路は、高さが6～10m、幅が10～30mと幅広いものであるが本実験では横断面における定性的な挙動を把握することを目的としたため、現実の構造物との幾何学的な相似性は満たされていない。

## (2) 実験条件

埋設模型及び加振条件により実験条件をまとめたものが表2.5.2である。

## (3) 計測器の配置

実験において土槽及び砂層・埋設模型に配置した計測器の位置を図2.5.2に示す。

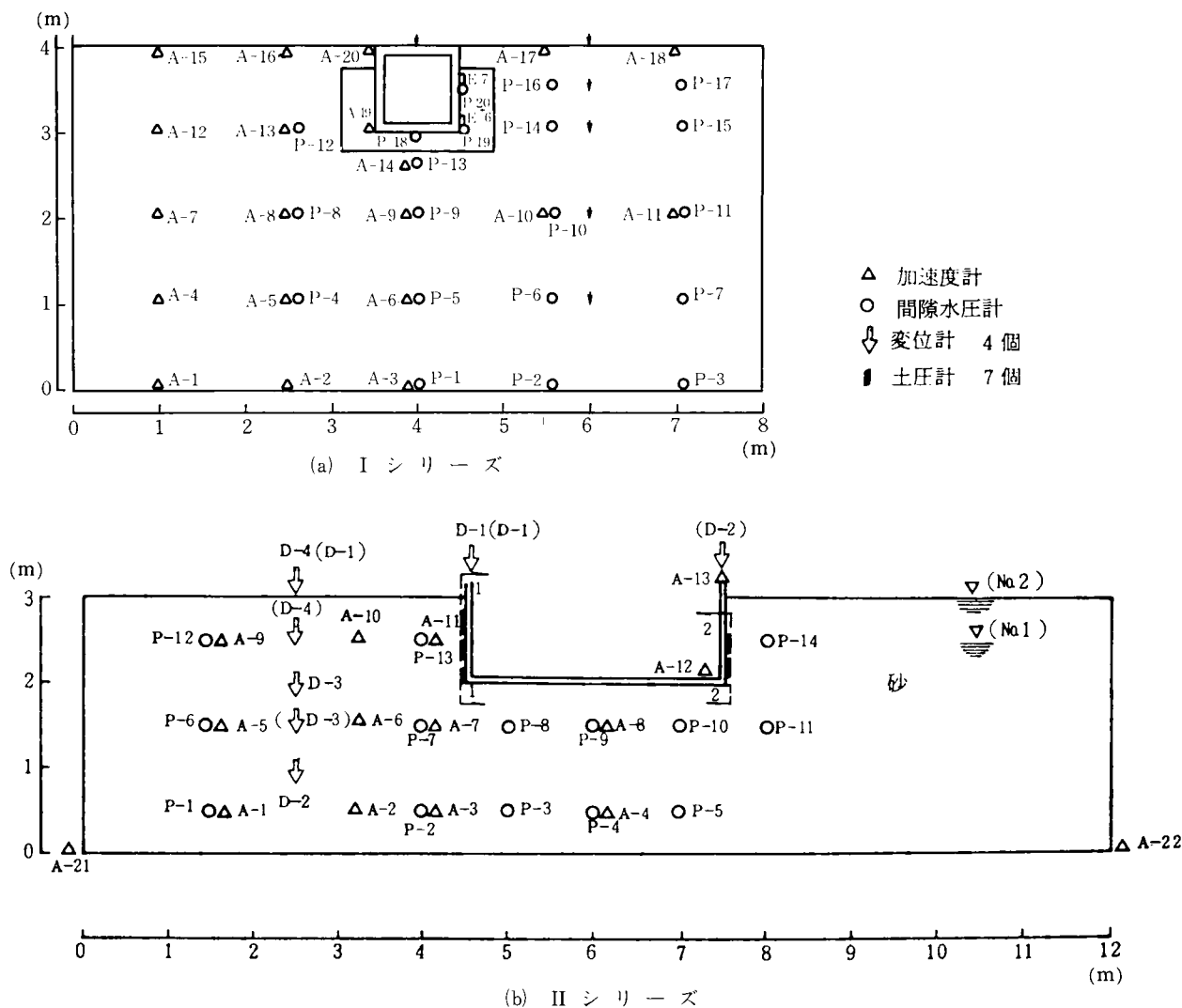


図 2.5.2 計 測 器 配 置

### 2-5-3 実験結果

#### (1) 埋設模型の浮上がり

##### 1) 埋設模型の浮上がりと模型周辺埋戻し材料の影響

模型の I シリーズについては、その特徴は、各実験条件における埋設模型の移動挙動に顕著に見られる。図 2.5.3, 2.5.4 は、砂層の間隙水圧・沈下量、埋設模型の変位量の測定結果例を示すものである。図 2.5.3 は、埋設模型の周囲に埋戻し材がないモデル 1 の場合であるが、周辺地盤中の過剰間隙水圧の発生とともに埋設模型が急激に浮上している。埋設模型は、前述したように見かけの比重が 1.06 であるので、周辺の砂層が液状化して間隙水圧が増加すると浮力が増加し抵抗力（自重及び周辺摩擦力）とのバランスが失われて浮上する。周辺地盤そのものは、この過程に埋設物体がない場合と同様に沈下を生じている。図 2.5.4 は、埋設模型の周囲を透水性の高い碎石で埋戻した第 2 のモデルの場合であるが、周辺地盤中で過剰間隙水圧が発生しているにもかかわらず埋設模型底部には過剰間隙水圧が作用せず、浮上量も極微小であった。このことから周辺地盤の過剰間隙水圧が透水性の高い碎石部分では速かに逸

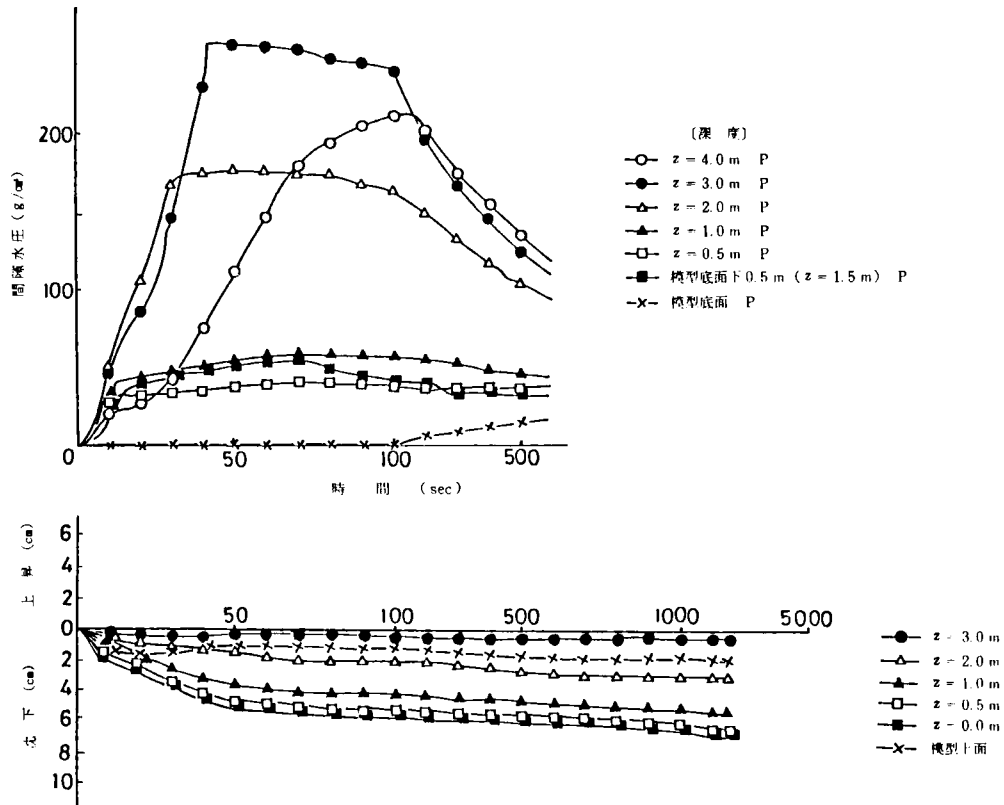


図 2.5.3 間隙水圧・地盤沈下・模型変位の測定結果 (No. I-1-3)

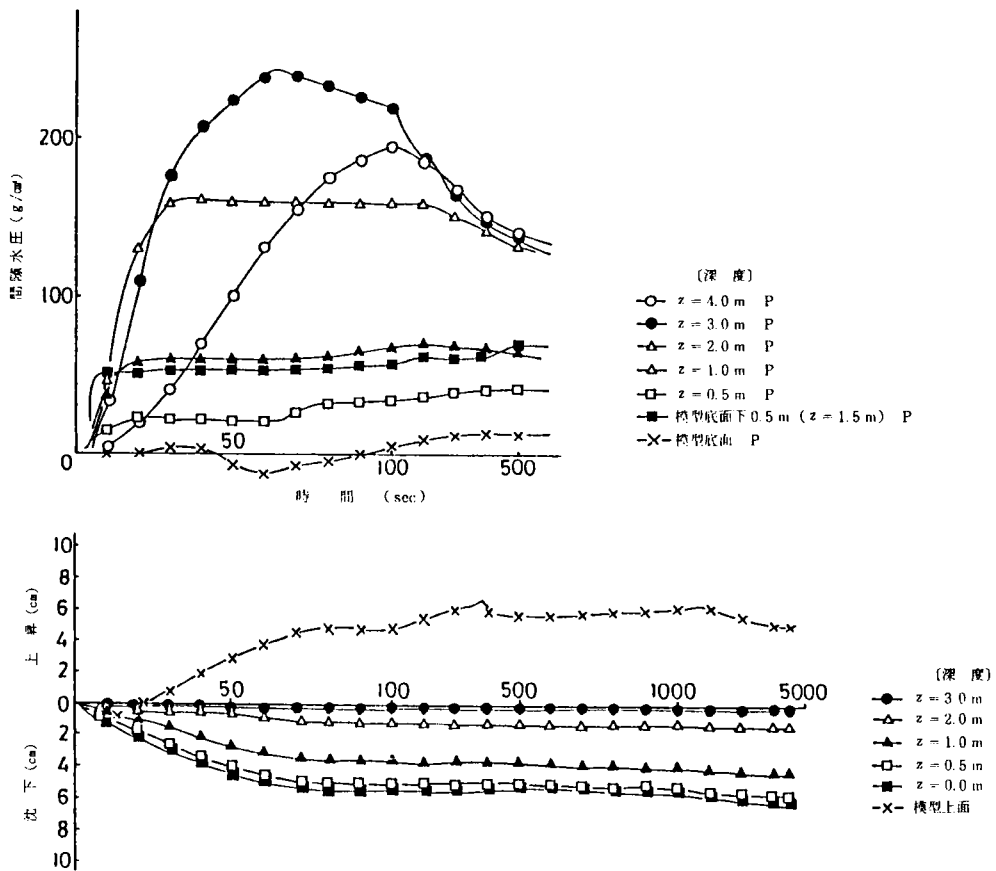


図 2.5.4 間隙水圧・地盤沈下・模型変位の測定結果 (No. II-2-3)

散するため蓄積せず，結果として埋設模型に悪影響が生じなかったものと考えられる。さらに，図は省略したが，埋設模型の周辺埋戻し碎石層の表面に比較的透水性の低い砂があるモデル3の場合には，この砂の過剰間隙水圧の逸散阻止効果のために埋設模型底部に作用する間隙水圧は碎石のない実験1と余り変わらないにもかかわらず，浮上がり量ははるかに少ない。この原因としては，埋設模型の移動には模型と周辺地盤の間の摩擦による拘束の影響があり，このような摩擦力は細粒の砂より碎石の方が大きいことが考えられる。

次に，各回における模型の最終移動量を測定した結果を図2.5.5にまとめる。これらの結果から，埋設模型の移動量の軽減に対して模型周辺に透水性の高い碎石で埋戻すことは非常に有効と言える。又，実験後の砂排出時に碎石を調べたところ，周辺砂層が液状化したにもかかわらず，砂はほとんど碎石中に流入しておらず，この場合の碎石が埋戻し材として十分な効果を有していたことが分る。なお，埋戻し材には，1)材料そのものが液状化しない，2)過剰間隙水圧を速かに逸散させ得る，3)周辺地盤が液状化したときにその土粒子が流入しない，という条件が課せられるが，これらの条件を総合すると，埋戻し材の粒径はある範囲にあることが必要である。埋戻し材としての適用性を，液状化砂層及び埋戻し材を数種ずつ変えて，小型土槽の中で静的なクイックサンド現象を利用して調べた(42)。

その結果として，液状化現象による影響軽減のための埋戻し材選定基準として，埋戻し材と同様な条件が課せられる地下排水溝のフィルター材の基準

$$\frac{D_{15}(\text{フィルター})}{D_{85}(\text{土})} < 4 \sim 5 < \frac{D_{15}(\text{フィルター})}{D_{15}(\text{土})} \quad (2.5.1)$$

を用いてよいことが明らかにされた。

## 2) 埋設模型の浮上がりと過剰間隙水圧の関係

次に，埋設模型周辺の液状化性状並びに埋設模型の安定性と過剰間隙水圧の関係について考察する。一様な砂層が完全液状化したときの過剰間隙水圧の値は，初期有効上載圧である。埋設模型の下方の砂層を簡略化して表わした図2.5.6における点Pでの過剰間隙水圧について考える。図において， $z_1 + z_2$ が余り大きくない範囲において，P点の有効上載圧 $\sigma_v'$ は次のように近似的に表わされる。

$$\sigma_v' = p_v + \frac{2F}{b} + \gamma_1' z_1 + \gamma_2' z_2 - u \quad (2.5.2)$$

$\sigma_v' = 0$  となるときが，P点における過剰間隙水圧 $u$ が最大値 $u_{max}$ になるときである。したがって，

$$u_{max} = p_v + \frac{2F}{b} + \gamma_1' z_1 + \gamma_2' z_2 \quad (2.5.3)$$

この式中の $F$ は，埋設模型と周辺砂層の間の摩擦力であり，埋設模型と周辺砂層間の有効垂直力に比例すると考えられる。したがって，周辺砂層が全層にわたって完全液状化した場合には，

$F=0$  となり，

$$u_{max} = p_v + \gamma_1' z_1 + \gamma_2' z_2 \quad (2.5.4)$$

となると考えられる。

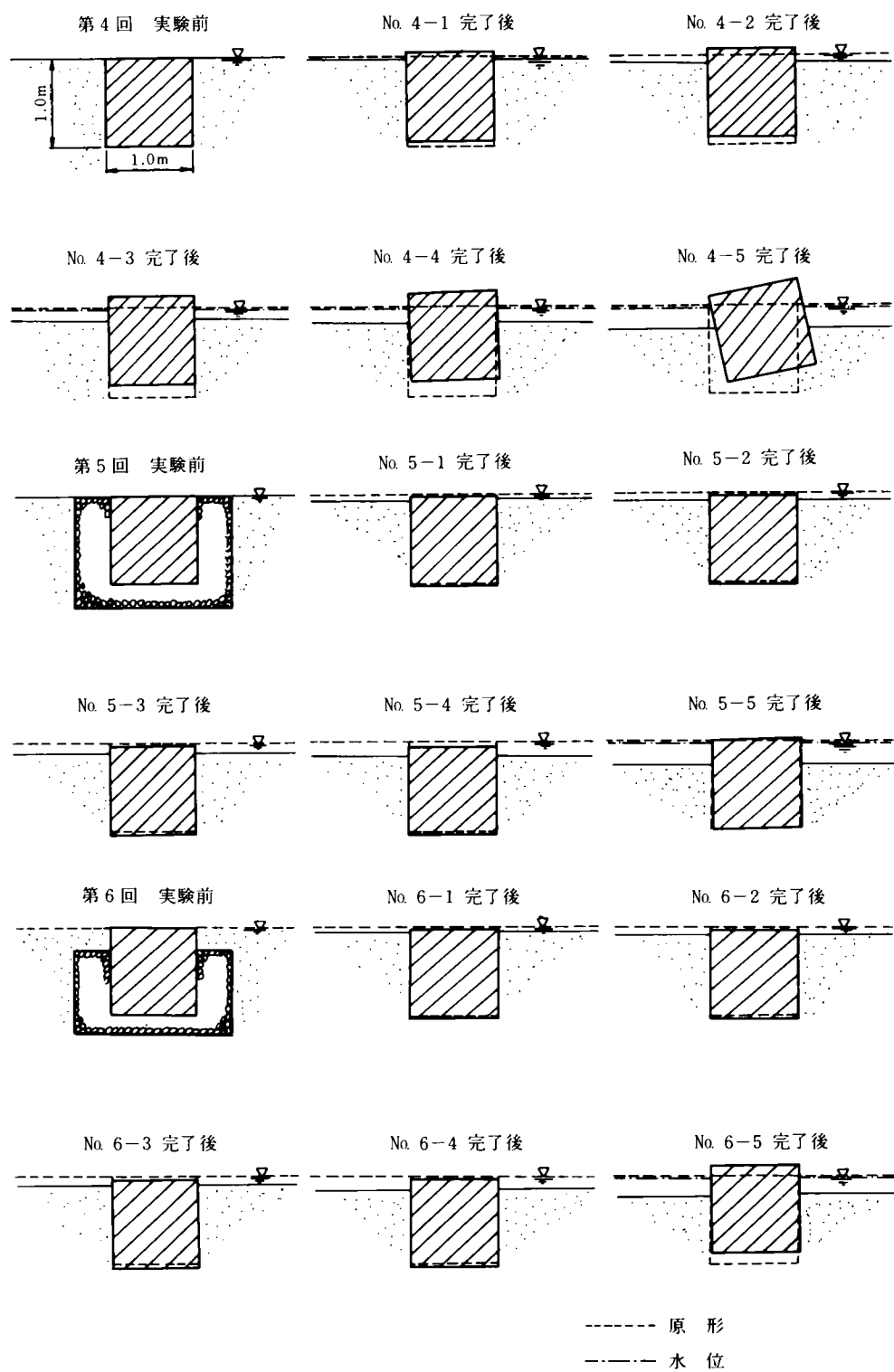


図 2.5.5 埋設模型の移動 (No. I-1~3)

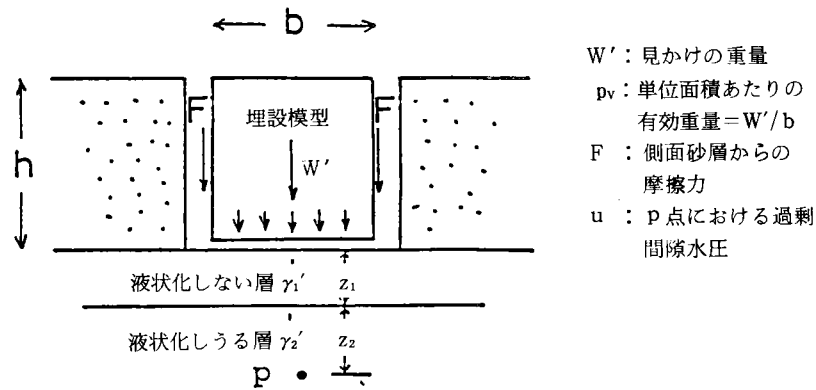


図 2.5.6 埋設模型下方での応力状態説明図

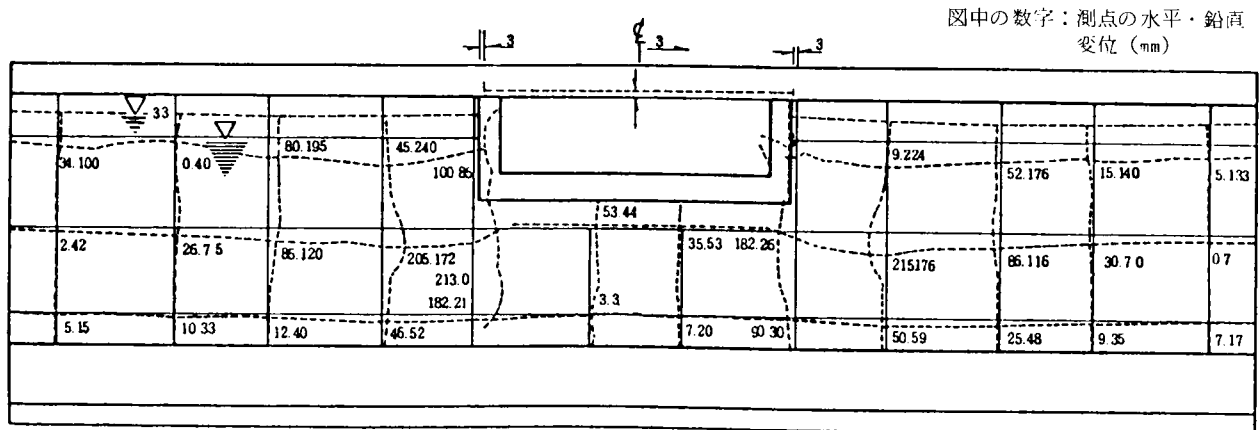
実験結果において、図中の P 点に相当する点として、埋設模型底面下 0.5 m の所の P-13 に注目する。(2.5.4)式で与えられる  $u_{max}$  は、 $p_v = 6 \text{ g/cm}^2$ 、 $\gamma_1' = \gamma_2' = 0.96 \text{ g/cm}^3$ 、 $z_1 + z_2 = 50 \text{ cm}$  を用いて、 $u_{max} = 54 \text{ g/cm}^2$  となる。実際、図 2.5.3 に示した実験における P-13 の  $u_{max}$  は  $54 \text{ g/cm}^2$  となり、上述した摩擦力  $F$  の影響を考慮しない理論上限値に一致しており、(2.5.4)式が適用されることになる。他のケースの場合もほぼ同様である。

埋設構造物の浮き上がりという観点から考えると、埋設模型の浮き上がりは埋設模型と直下の砂層の有効な接触が失われるときに埋設模型直下の有効応力  $\sigma_v'$  が零のときに相当する。したがって、周辺摩擦  $F$  がある場合には(2.5.3)式が、砂層全層が完全液状化する場合には、(2.5.4)式が埋設構造物の浮き上がり条件である。

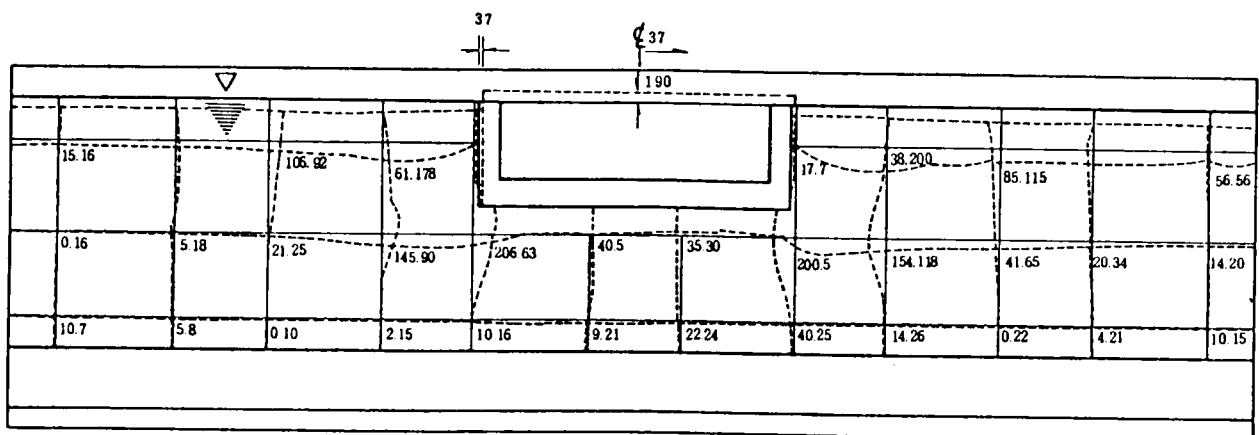
### 3) 埋設模型の浮上りに伴う砂層の変形

次に、模型の II シリーズ(49)について述べる。この実験では、土槽の前面のかかなりの部分に透明アクリル板を用いて、埋設模型及び砂層の全体変形性状を目視で観察することができるようになっている。このとき、前にも述べた白い石灰により砂層中に格子状に規準線を入れており、その格子点の移動を実験後に測定した。モデル 1、2 における模型の状態は、砂層中の水位が、モデル 1 では表面下 50 cm、モデル 2 では表面という点が違いである。現実の実験条件では平均的な密度はほぼ同じであるが、加振条件は表 2.5.2 に見られるように少しずつ異なっており、両者を地下水位のみが異なるものとして単純に比べることは難しい。図 2.5.7 は、上述した白線の移動等から観測した埋設模型と砂層の変形性状の内、両実験の最終段階終了時のものを示す。これから、埋設模型が浮上することに対応して、埋設模型の下部に周辺砂層が流動し、周辺砂層全体としては沈下するという性状が見られる。埋設模型の浮上り量や砂層の変形量は、モデル 1の方がやや小さい。表 2.5.2 で示すとおり、加振加速度は、全体にモデル 1の方が大き目であったことを考えると、同一の加振条件に対して、この差はもう少し大きくなるはずであり、地下水位が 0.5 m 深いことにより埋設模型の安定度は相対的に高いと言える。全体に埋設模型の浮上量が、先の小型模型の場合に比べて小さいのは、加振条件及び埋設模型と土槽との空隙における摩擦力の差のためと考えられる。





(a) II 1 - 液状化 - 3 終了後



(b) II 2 - 液状化 - 3 終了後

図 2.5.7 埋設模型周辺地盤の変形性状 (No.II)

#### 4) 埋設模型周辺地盤の間隙水圧の性状

次に、両実験において加振終了時での間隙水圧分布を図 2.5.8 に示す。図には、各深度における初期有効上載圧を、その点の真上にある柱状部分の重量から算定したものを、破線で示した。モデル 1, 2 では、地下水位が異なるために、有効上載圧も異なっている。同図(a)(c)は、埋設模型の下部が完全液状化に至らなかった場合、同図(b)(d)、ほぼ完全液状化に至った場合を示す。後者の場合にも、模型下部をはずれた砂層の深部では、完全液状化に達していず、周辺砂層より軽い埋設構造物の下部の方が、周辺砂層より早く液状化を生ずるようである。このように模型 I シリーズと同様に軽量埋設構造物の直下において、過剰間隙水圧が有効上載圧まで上昇し得ることは、2-3 で述べた盛土直下の場合と大きな違いである。この場合も、図 2.5.7 に示した地盤の変形図あるいは、それを模式化した図 2.5.9 により、そのメカニズムがうかがえる。この場合、構造物よりも周辺地盤の方が重い場合、地盤が構造物直下に入り込む、そして、構造物直下地盤の側方土圧が増加し、そのために過剰間隙水圧は構造物直下の有効上載圧まで上昇し得ることになる。図 2.5.10 に、間隙水圧の変化の仕方の場所による差を示す。同図(a)は、砂層の部分の深度方向による違いを示したもので、浅い所ほど間隙水圧の増加が速いことを示している。同図(b)は、埋設模型の下とはずれた所での差を示したもので、間隙水圧の発生時には、間隙水圧

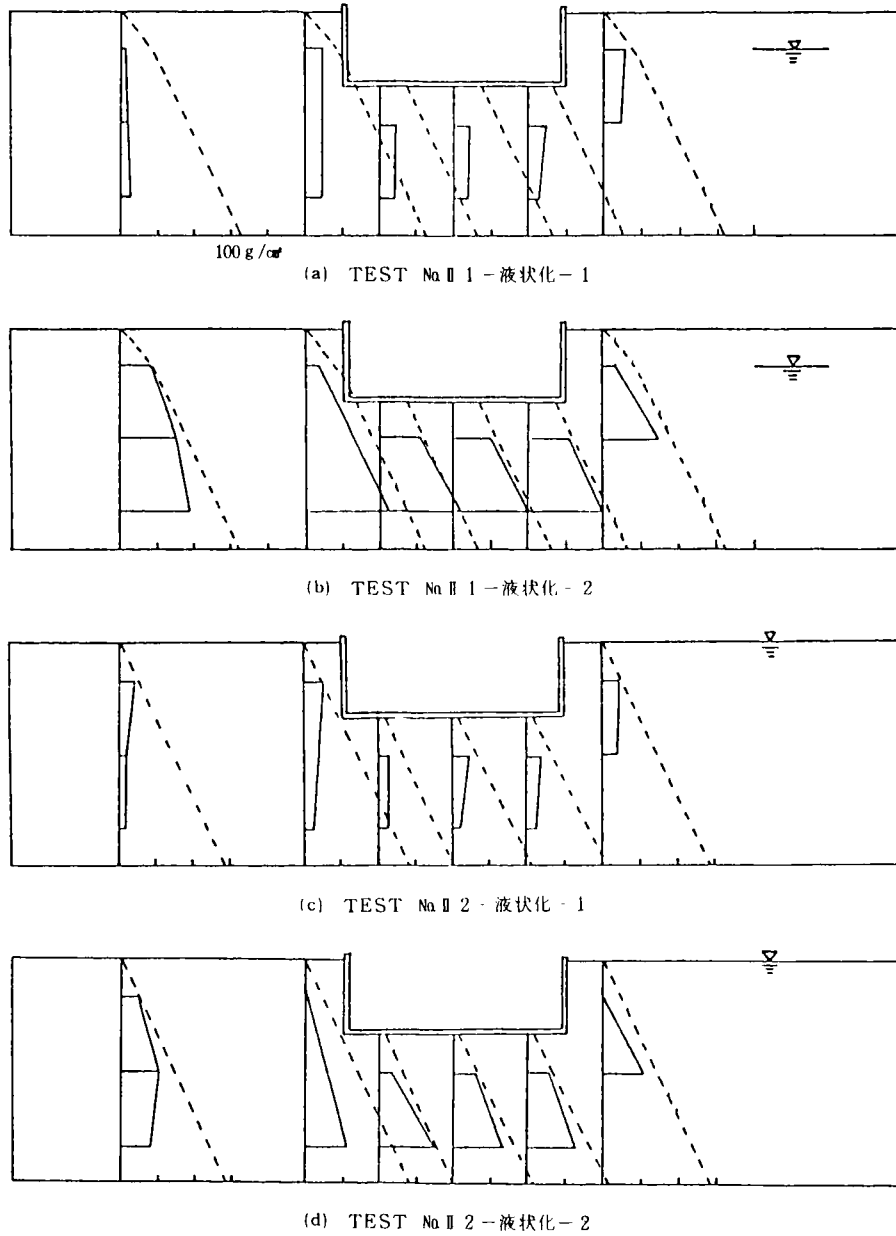


図 2.5.8 間隙水圧分布 (No. II)

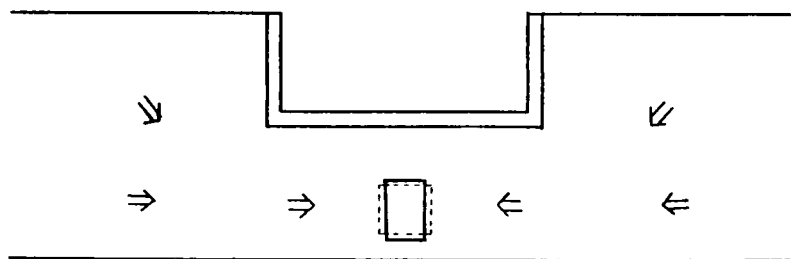


図 2.5.9 軽量埋設構造物周辺地盤の変形模式図

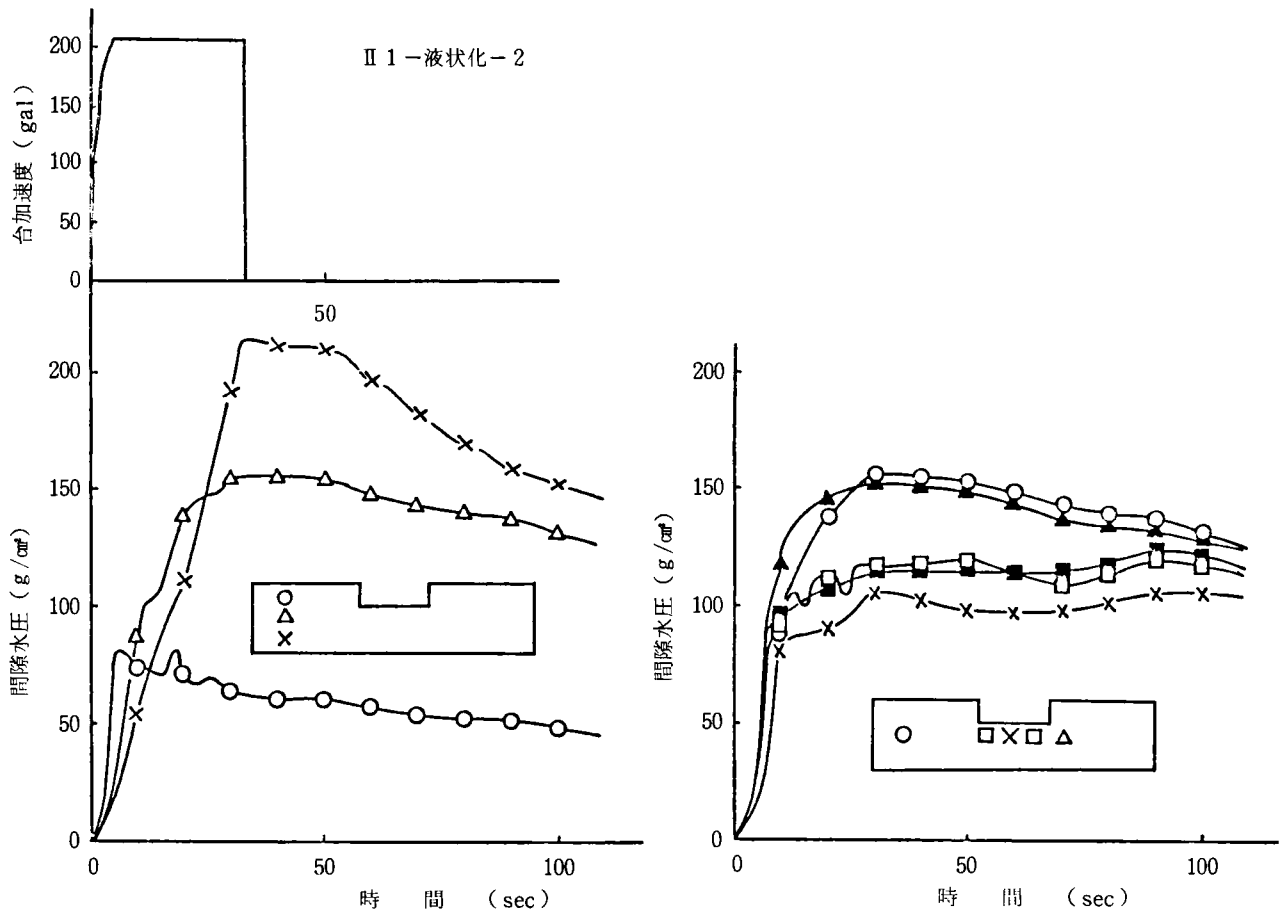


図 2.5.10 間隙水圧の時間変化 (No. II)

の絶対値の差はほとんど見られない。このことは、先に見たように、有効上載圧に対する比で考えれば模型下の方が液状化に至る速度が速いことを示している。

## (2) 液状化地盤中の構造物への土圧

最後に、周辺地盤が液状化したときに地盤中の構造物に作用する土圧の性状を述べる。この説明のために、上で説明してきた埋設模型に作用する土圧ではなく、砂層全体を入れた土槽の端壁に作用する土圧について述べる。ここで述べる実験は前述の 2-3 の実験として行なったものであるが、構造物に作用する土圧としてここで紹介する。典型的な土圧の変化性状を示すと図 2.5.11 のようである。参考のために、土圧測定点の極く近傍で測定した間隙水圧性状を図中に破線で示した。なお、ここに図示した土圧は、加振前の常時土圧を基準としたいわば過剰土圧である。土圧は、一般に加振に伴い振動しながら増加する方向へ変動し、振動終了後には、徐々に元の値に戻ることが多い。図によれば、加振終了後の土圧の変化は、間隙水圧のそれと極似しており、この変化が間隙水圧変化に基くものであるといえる。したがって、加振中の土圧の振動成分を除いた土圧増加の多くは、間隙水圧の変化に基くものであると推論できる。なお、加振中の土圧振幅の鉛直分布及び、土田の提案するように (51)、砂層を砂の懸濁した流体として Westergaard の動水圧公式により動土圧振幅を計算した結果を図 2.5.12 に記したが、この式を動土圧振幅の推定の近似式として用いられそうである。したがって、液状化する砂層中の剛壁に作用する土圧は、砂層の液状化に伴う過剰間隙水圧と Westergaard の動水圧式から求めた動土圧振幅を、常時土圧に加えることによって近似的に求めることができる。式

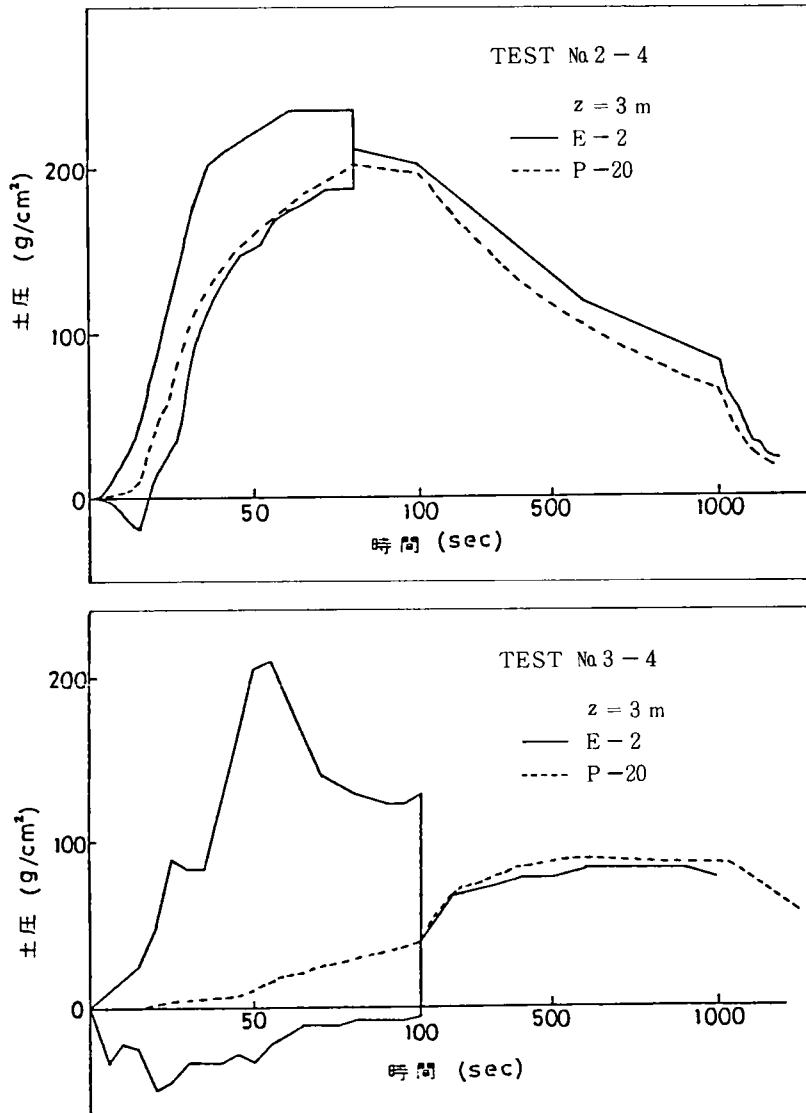


図 2.5.11 液状化と土圧の関係（水平地盤模型実験側壁）

で表わすと以下のようなものである。

$$\sigma_h = K_o \sigma_{vo}' + p_s + u_e + \frac{7}{8} k \sqrt{\gamma_t z} \quad (2.5.5)$$

ここに、 $\sigma_h$ ：水平全土圧、 $\sigma_{vo}'$ ：初期鉛直有効応力、 $p_s$ ：静水圧、

$u_e$ ：液状化による過剰水圧、 $k$ ：震度、 $\gamma_t$ ：砂の単位体積重量、 $z$ ：深度

#### 2-5-4 小型実験の概要(52)

##### (1) 目 的

実験目的は以下のようなものである。

- 1) 軽量構造物の浮上がり条件を確かめる。
- 2) 浮上がり量に影響する因子を調べる（構造物幅、液状化層厚、周辺改良幅）。

3) 浮上がり量を予測する手法を検討する。

## (2) 実験方法

### 1) 実験装置

実験装置は 2-1-3 模型振動実験の方法(2)で述べたものによった。

### 2) 実験模型

模型の形状寸法を図 2.5.13 に示す。地盤材料には、豊浦砂を用いた。構造物模型は、アクリライト製の箱で、所定の比重にするために箱の中に鉛散弾を入れその重量を調節した。

地盤は液状化対象層が相対密度  $D_r$  が 60%程度になるように気乾した豊浦砂を空中落下法で作成した。非液状化層として  $D_r$  が 100%程度のものを突固めて作成した。

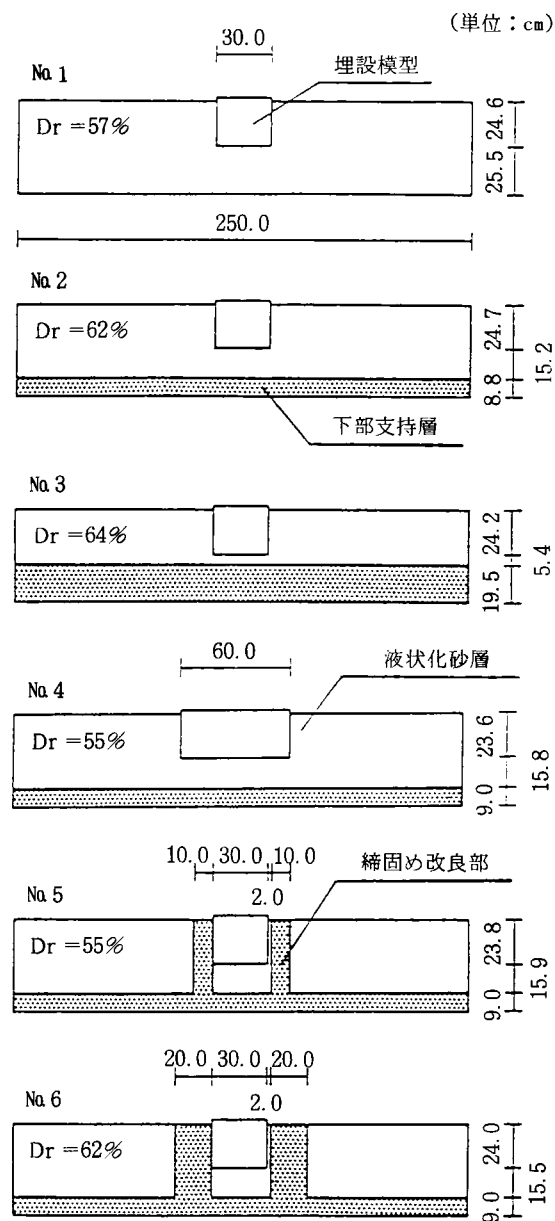


図 2.5.13 埋設構造物模型 (小型模型実験)

表 2.5.3 小型埋設構造物模型の加振条件

(単位 gal)

加速度レベル	70gal	100gal	150gal	200gal	300gal	500gal
模型1 模型2	71.3 (75.0)	96.8 (100.6)	143.6 (155.1)	195.7 (207.5)	305.2 (316.8)	
模型3 模型5	71.1 (72.2)	97.4 (101.4)	138.3 (154.0)	192.7 (202.0)	305.2 (311.3)	538.2 (552.7)
模型4 模型6	71.6 (72.4)	100.0 (102.5)	143.7 (156.8)	199.9 (212.3)	306.2 (313.1)	543.2 (566.2)

- ・一度に2つの模型地盤を振動台に載せて加振した。
- ・表中の上段と下段の数値は、それぞれ加速度振幅の平均値と最大値。

### 3) 実験方法・実験条件

実験は、図 2.5.13 に示した 6 つの模型について、各模型に対して強振実験を実施した。

強振実験の加振条件は表 2.5.3 に示すように、すべて振動数 5 Hz の正弦波を 4 秒、繰り返し回数 20 波の条件で段階加振した。

#### 2-5-5 実験結果(52)

模型の累積浮上がり量と台加速度の関係を図 2.5.14 に示す。無改良の模型 No.2 では 150 gal 加振時に大きく浮上がっているのに対し、締固め改良を行った模型 No.5, 6 では 200 gal 加振時に初めて大きな浮上がりが生じており、締固めの改良による効果が示されている。また、締固め改良範囲の大きい模型 No.6 の方が模型 No.5 よりも 200 gal 以降の累積浮上がり量が小さく、改良範囲の影響と見ることができる。次に、模型 No.1,2,3 の結果を比べると液状化砂層厚の小さいものほど浮上がり量が小さくなっている。本来、このような構造物が浮き上がるためには、底面作用力が有効応力から間隙水圧に置き換わることで、さらに構造物の浮上がりにつれて底面部に周辺地盤から、砂又は間隙水が連続的に供給されることが必要である。構造物直下の液状化層厚が薄い場合、構造物下部へ周辺からの砂が回り込みにくくなるためと考えられる。前述した周辺改良幅の効果も相対的に模型幅に比べ構造物下部の液状化層が薄い状態に相当する。

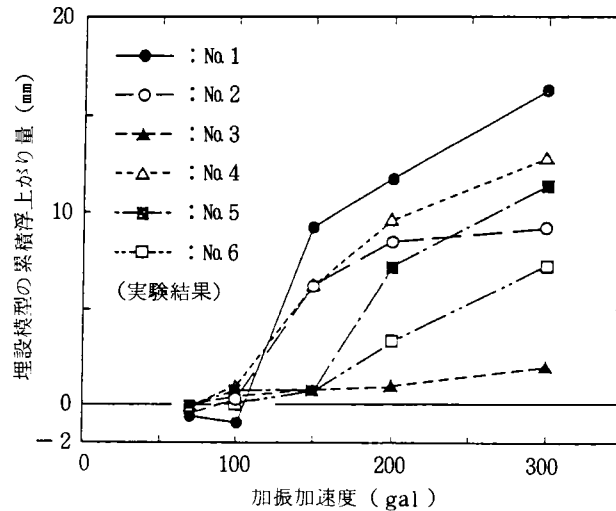


図 2.5.14 加振加速度と模型の浮上り

## 2-5-6 液状化性地盤中の埋設物の挙動の考察(52)

### (1) 模型の浮上がり条件

既に 2-5-3 で述べたように、模型が浮き上がるためには、模型底面直下での有効応力がゼロとなるような過剰間隙水圧が発生することが必要である。このことを模型全体に作用する合力で表せば以下のようなになる。

$$W - U_s - U_e = 0 \quad (2.5.6)$$

ここに、 $W$ ：模型全体の重量， $U_s$ ：模型底面に作用する常時水圧(合力)， $U_e$ ：模型底面に作用する過剰間隙水圧（合力），これに対して浮上がりに対する安全率  $F_u$  を次式で定義することが行われている (53)。

$$F_u = \frac{W}{U_s + U_e} \quad (2.5.7)$$

(2.5.5) 式は (2.5.6) 式において  $F_u = 1$  に相当する。又、この条件は、応力で表現した浮上がり条件式 (2.5.4) と同一である。この  $F_u$  に対して模型の浮上がり量をプロットしたものが図 2.5.15 である。この図に見られるように、 $F_u$  が大略 1.1 以下になると浮き上がりが生じている。このことは、既往の同種の結果 (54) とも合致する。

しかし、再度、浮上がりのメカニズムを考えてみる。このような模型が浮上がるためには、(2.5.5) 式のような力のつりあいが生ずるだけでは不十分で、2-5-5(1)で述べたようにさらに模型の浮上りを推進するための模型底面への水又は砂の周辺からの回り込みが必要である。今、模型の浮上がり速度を考えると、この浮上りを Darcy 則に基く間隙水の移動のみによって説明することはできない。実際、模型の底面には水のみのできるということではなく、砂の層が常に存在していた。したがって、模型の浮上がりのためには、底面で過剰間隙水圧が発生するのみでは不十分で、あるいは、それは必要条件ですらなく、むしろ模型周辺地盤の強度が低下して、周辺地盤から模型底面にいたる一種のすべり破壊が生ずることが必要となる。このことを踏まえた模型の浮上がり変形解析を次項に述べる。

## (2) 構造物模型の浮上がり変形解析

### 1) 解析方法

ここに用いた方法は、Lee ら (55) の提案した加振前の静的応力解析及び全応力に基く応答解析の結果に対して実験的に求めた見かけの軟化せん断剛性特性を用いて線形静的応力変形解析を行うもので、同種の考えは、既に 2-4-6(2) において述べた。計算は、佐々木、松尾らの定式化した解析プログラム (56) を一部修正して行った。この場合、1つの要素に作用する静的及び動的せん断応力は考える応力面の傾きによって変化するので、応力面の傾きを水平から鉛直まで連続的に考えながらそれぞれの場合について軟化せん断剛性を計算し、そのうち最小のものをその要素の軟化せん断剛性として加振後の応力変形解析を行った。解析に用いた地盤の液状化強度や初期せん断応力の影響は、2-3-4 で述べたものと同様にして求めたものである。

### 2) 解析結果と考察

変形解析による掘割模型の浮上がり量と加振加速度の関係を図 2.5.16 に示す。浮上がり量の大きさ自体は実験値と必ずしも一致しないが、締固め改良の結果と改良範囲の影響及び液状化層厚の影響に関する定性的な傾向は、実験結果について先に述べたことと一致している。模型 No.1, No.2 の実験における地盤の変形状態を図 2.5.17 に、200 gal 加振時の模型 No.1, No.2 の変形解析結果を図 2.5.18 に示す。地盤の変形の生じる範囲と模型の側方 5~10 cm, 深さ 30 cm 付近が最も大きく水平方向に移動している点が一貫している。

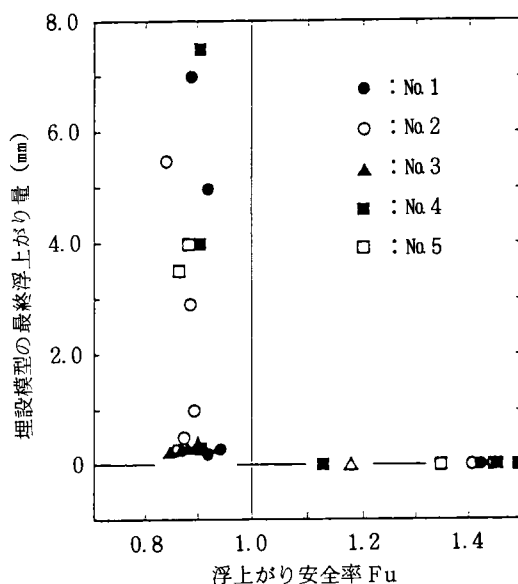


図 2.5.15 模型の浮上り安全率と浮上り量の関係

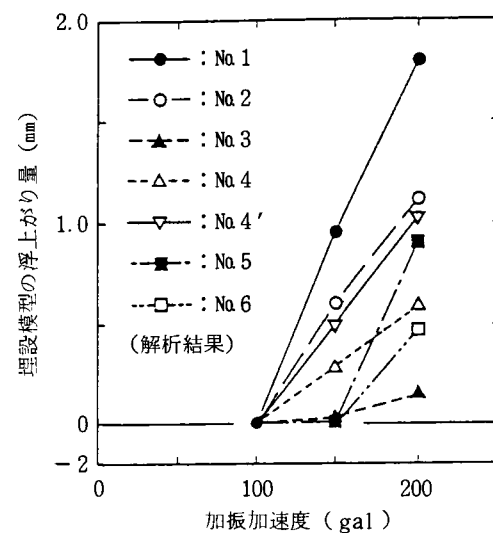


図 2.5.16 変形解析による模型の浮上り量と加振加速度の関係



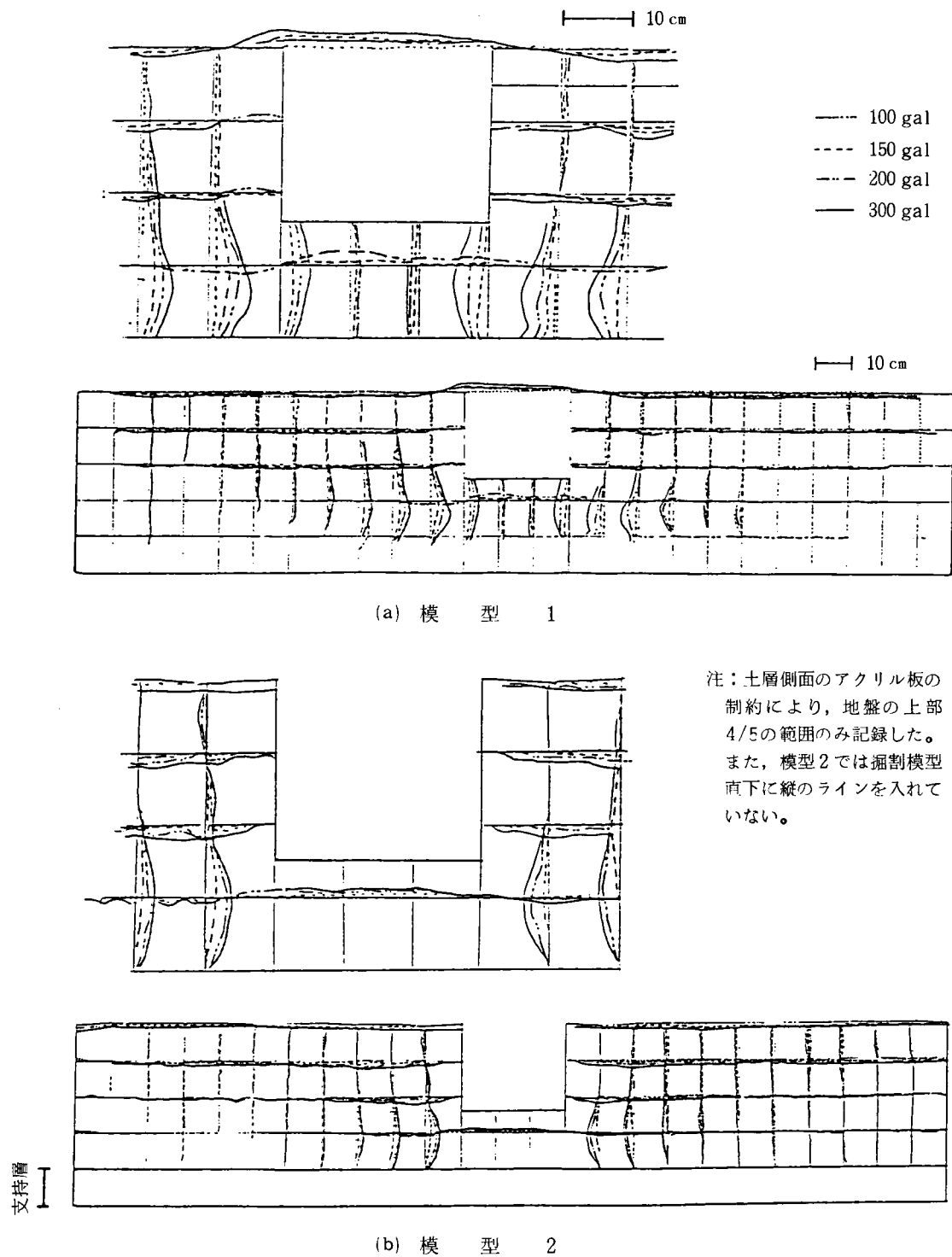
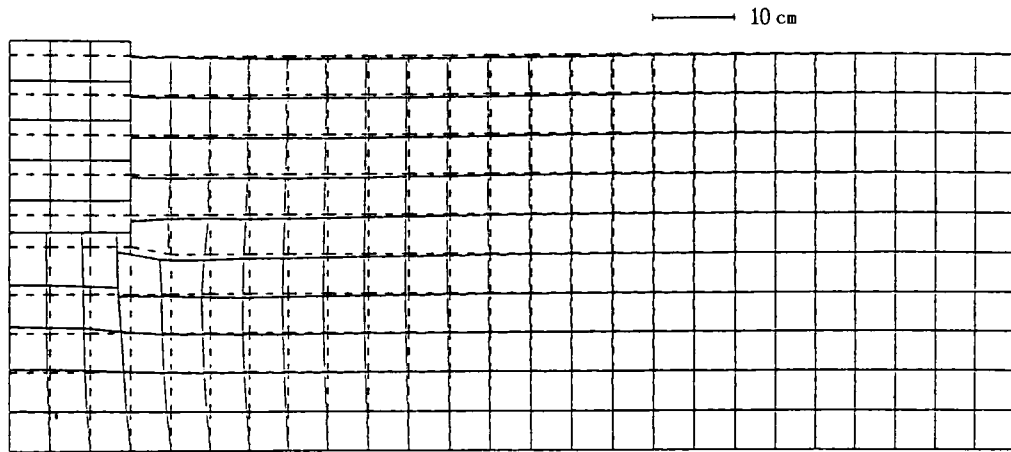
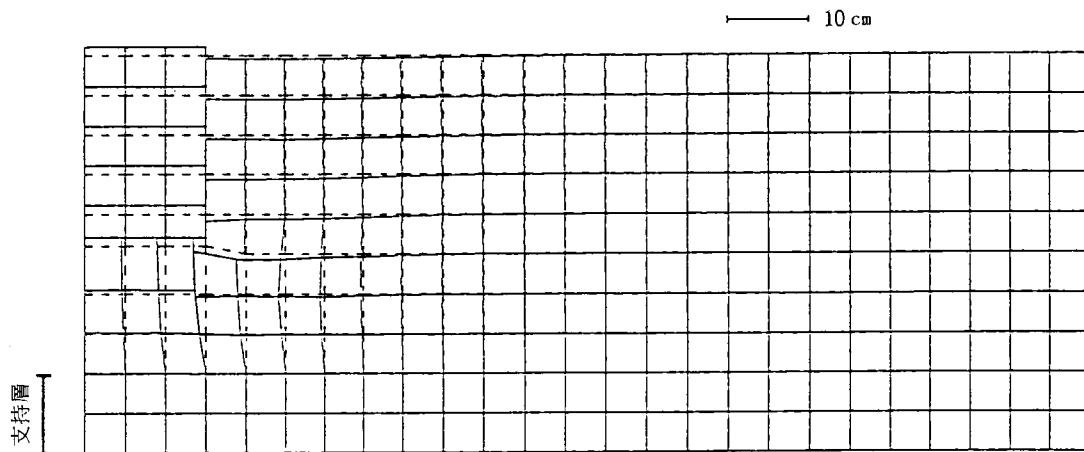


図 2.5.17 地盤の変形状況（実験）



(a) 模型 1 (200 gal 加振時)



(b) 模型 2 (200 gal 加振時)

図 2.5.18 地盤の変形状況 (解析)

## 2-5-7 ま と め

液状化する砂層中に埋設された軽量構造物の挙動に関し、次のような知見を得た。

- 1) 軽量埋設構造物の下部地盤は周辺地盤よりも液状化しやすい。
- 2) 周辺地盤及び直下地盤が液状化すると軽量埋設構造物は浮き上がる。
- 3) 構造物の浮上がりの判定に対して、浮上がりの安全率が有効である。ただし、これは、周辺地盤も液状化するような場合に有効であり、より本質的には周辺地盤の強度低下により構造物直下へ砂が回り込むことによって浮上がりが生ずる。
- 4) 埋設構造物の浮上がり量は一定の加振条件に対して構造物幅、液状化層厚、周辺地盤改良幅の影響を受ける。
- 5) Lee らの提唱する軟化剛性法により構造物の浮上がり変形を計算したところ、実験事実とある程度よく合致した。

- 6) この浮上がり量は、構造物周辺を透水性の高い碎石等を埋戻すことによって格段に軽減することができる。
- 7) 6) の埋戻し材料の粒度の選定のために、地下排水溝のフィルター材の基準を用いることができる。
- 8) 液状化砂層中の剛壁に作用する動土圧は、液状化する砂層中の過剰間隙水圧と、液状化砂層を懸濁する流体と考えて Westergaard の動水圧式で求めた振動土圧の和として与えられる。

## 第3章 液状化性地盤における盛土被災事例の研究

### 3-1 目 的

本論文の大部分は室内模型振動実験による液状化性地盤及び盛土・地中構造物の実験的研究が占める。これは、2-1-2にも述べたように、室内模型の場合、地盤・盛土条件並びに加振条件が、人為的に制御でき、また、現象が各種の計測によりよく把握できるためである。

しかし、その一方、現場で現実的に行い得る調査により盛土・地盤条件及び地震動条件を推定した結果を用いてこれまでの知見がどの程度適用可能かを検証することは重要なことである。このような観点から、既に2-3で行ったのとほぼ同様な安定解析を実際の被災盛土を対象に実施しその適用性を調べた。

さらに、現地で少ない情報を基に砂地盤上の盛土の安定性を簡易に予測する手法を作成するために、近年の地震における38例の被災盛土を対象に解析を行い、結果として $N$ 値と地表面震度を用いた盛土の安定性簡易判定手法を作成した。

### 3-2 被災盛土事例から見た地盤の動的強度(1,2)

#### 3-2-1 被災盛土

##### (1) 被災盛土の概況

1983年日本海中部地震においては、多くの場所で液状化が生じ、河川堤防や道路盛土等の盛土構造物に被害を生じた。ここで扱う事例は、以下に述べるような被害状況にあった八郎潟干拓堤防3箇所及び岩木川堤防3箇所、計6箇所である。

##### 1) 八郎潟干拓堤防

八郎潟干拓堤防においては正面堤防の地震観測地点で最大加速度165 galを記録し、堤防全長100 kmの内70%に及ぶ区間に甚大な被害を受けた。この多くの被害は砂地盤の液状化に基づくものと考えられたが、その被災の程度は場所毎に様々であった。この解析は、近接した堤防区間において沈下量がかなり異なった原因を明らかにするために実施した一連の調査の一部を成すものである。ここで取上げた3箇所の堤防天端の地震時沈下量は表3.2.1(a)のようである。この3箇所は、正面堤防区間で200 mの距離で近接し、いずれの箇所も、八郎潟堆積物と呼ばれる厚い軟弱粘性土層の表層部を砂で置き換えた地盤である。

##### 2) 岩木川堤防

岩木川堤防においても多くの箇所で地震動に起因する被害が生じた。

ここでは、岩木川の3地点を対象として、1)と同様の調査を行った。解析対象箇所の堤防天端の沈下量は表3.2.1(b)に示すとおりである。この3地点は本川下流部10 kmの区間内にあり、被害のあった各地点はいずれも旧河道部に位置している。

##### (2) 解析対象箇所の基礎地盤土質性状

##### 1) 八郎潟干拓堤防

地震後、八郎潟堤防の全周にわたって一連の土質調査・試験が実施された。解析対象箇所における主な

表 3.2.1 堤防の天端沈下量

(a) 八郎潟

解析対象地点	天 端 沈 下 量
A	19 cm
B	73 cm
C	133 cm

(b) 岩木川

解析対象地点	天 端 沈 下 量
A	25 cm
B	20～50 cm
C	0 cm

表 3.2.2 土質調査・試験の実施状況（八郎潟）

地 点		秋 田 港*)	A	B	C
土 質 調 査	標準貫入試験（深度、m）	50.0 m	24.4 m	20.6 m	30.5m 40.5 35.5 20.6
	ダッチコーン試験(延長、本数)	――	――	――	32.2m×1本 19.0 33.0
	振動式貫入試験(延長、本数)	――	8.9m	12.0m	12.0m
	ラムサウンディング(延長、本数)	――	――	――	30.0m×3本
	P S 検 層	18 m	――	――	43 m
動 質 的 試 験	共振ねじり試験（供試体数）	――	――	――	1
	繰返し三軸試験（ “ ” ）	――	――	――	――
	{ 等方圧密 異方圧密	―― ――	―― 4	―― 7	10 8

\*) 本解析で利用した地震動記録の観測地点

土質調査・試験項目は表 3.2.2 のようである。

同表中の振動式貫入試験は、土木研究所で開発したものであり(3)、詳細は 4-2-3 において述べるが、砂地盤の液状化強度の概略の推定を目的として実施した。繰返し三軸試験は不攪乱供試体を用いて実施されている。この試験として、通常の液状化強度  $R_L$  を求めるための等方圧密供試体での試験の他に、初期せん断応力の存在する状態での砂の累積ひずみに基づいた動的強度を求めるための異方圧密供試体での試験も実施された。

土質調査の結果から得られた地盤の土質構成は概略図 3.2.1 のようである。

解析のための地盤の動土質特性は以下のような方法に基づいて推定した。

地盤の液状化強度は、振動式貫入試験の結果に基づいて推定した。又、後述するような動的強度を用いた安定計算においては、いくつかの初期せん断応力状態(三軸で言えば圧密応力比を変えた異方圧密状態)での動的強度も必要となる。今回の現地調査による不攪乱試料の採取個数は十分ではなかったため、動的

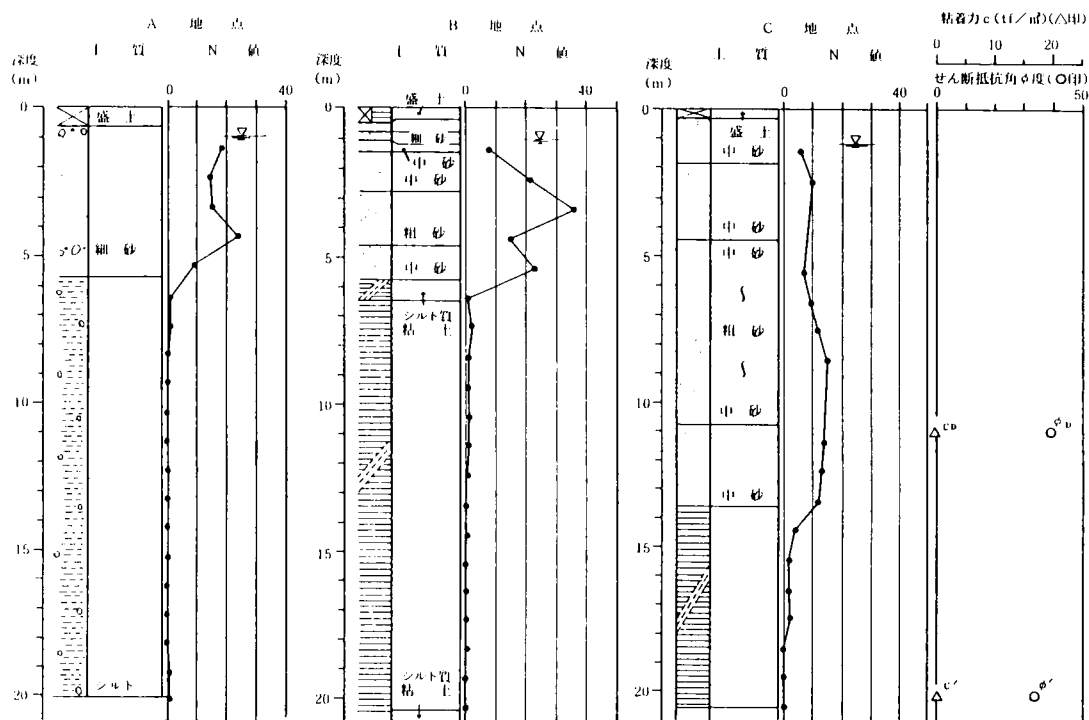


図 3.2.1 地盤の土質構成（八郎潟）

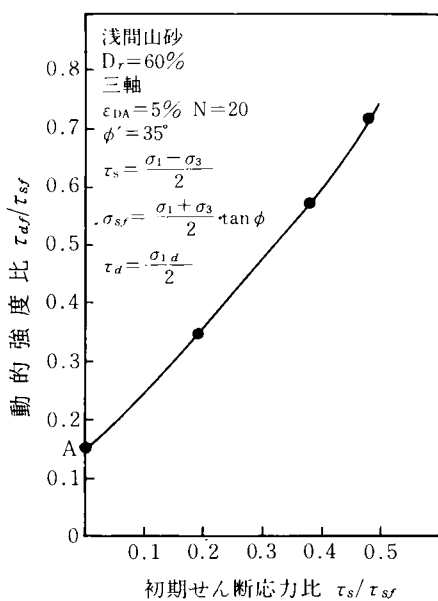


図 3.2.2 動的強度に及ぼす初期せん断応力の影響

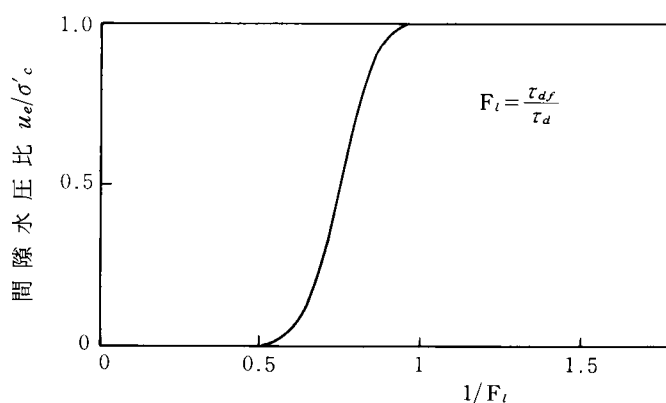


図 3.2.3 間隙水圧発生特性

強度に及ぼす初期せん断応力の影響については、粒度分布特性が比較的似た他の砂の再構成供試体の試験結果から得られた図 3.2.2 のような関係を用いた。同図中の点 A は、初期せん断応力の作用しない状態での液状化強度を表わすが、各地点において液状化強度が異なる場合には、この関係曲線を上下に移動して用いた。有効応力強度を求めるために必要な過剰間隙水圧発生特性は、等方圧密供試体の繰返し三軸試験結果を整理して図 3.2.3 のように表わした。

## 2) 岩木川堤防

ここで解析対象とする3地点においても、1)八郎潟堤防と同じく地震後に、被災原因の究明等のために、同様の土質調査・試験が実施された。岩木川堤防地盤における動土質特性の求め方は、液状化強度特性を不攪乱試料の繰返し三軸試験の結果に基づいて求めたことを除いて八郎潟の場合とほぼ同様である。

### 3-2-2 安定解析

#### (1) 動的応答解析及び震度

安定解析のための震度は図3.2.4に示す手順に従って求めた。ここで、水平地盤の重複反射解析には等価線型剛性を用いるプログラムSHAKEを用いた。堤体の動的応答解析には土の非線型履歴特性を逐次解析をする2次元FEM解析プログラムSADAPを用いた。

このようにして求めた堤体部の地震応答加速度波形が想定すべり面に沿うせん断応力の波形と等しいと仮定して、ひずみ基準による土の動的強度と累積損傷度理論とを組合わせて次式で表わされる等価化係数  $C_e$ 。

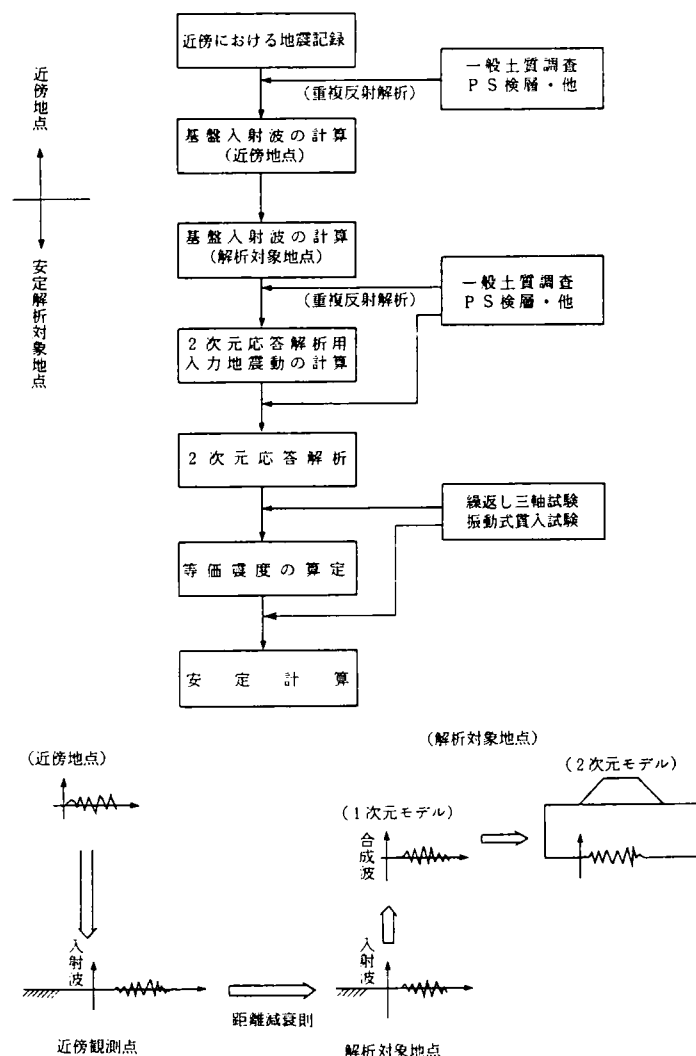


図 3.2.4 解析用入力地震動の算定とその利用

を求めた (2-3-9(4) 参照)。

$$C_e = \frac{\tau_{eq}}{\tau_{max}} \quad (3.2.1)$$

この等価係数  $C_e$  を用いて、等価震度  $k_h$  を

$$k_h = C_e \times a_{max}/g = C_e \times k_s \quad (3.2.2)$$

として求めた。ここに、 $k_s = a_{max}/g$  は、最大震度である。そして、この二つの震度  $k_h$  及び  $k_s$  を次のようにして、後述する安定計算に用いた。

安定計算式中の慣性力項を求める場合には、等価震度  $k_h$  を用いる。このとき、動的強度は、一定応力载荷により求めた値とする。地震動により発生する間隙水圧を求める際には、地盤中の  $F_t = R/L$  を用いた。 $R$  及び  $L$  は、道路橋示方書の方法(4)によって求めた。したがって、 $R$ 、 $L$  共に、不規則に変動する地震動のピーク値に対応したものとなる。すなわち、 $R \equiv R_{t20}$ 、 $L$  は最大震度  $k_s$  から求めた。

なお、 $C_e$  算定のための動的強度特性は、初期せん断応力を無視した通常の繰返し三軸試験による液状化特性を用いた。また、上述したように堤体の 2 次元応答解析は地震動過程の一部についてのみ行っているの  
で、ここでは、近似的に各堤体箇所の 1 次元重複反射解析によって求めた 2 次元解析用基盤深さでの加速度波形について  $C_e$  を求めた。

以上に述べた方法は、数値計算を行う上で、何箇所かで近似を行っているが、その大筋は、盛土の応答加速度波形とせん断応力波形が同一として累積損傷度理論を用いて等価震度を求めたことにある。等価係数は、盛土の応答加速度波形と材料の動的強度特性に依存するが、ここでは盛土の応答加速度波形をそれぞれの箇所の応答解析入力加速度波形で代用したことになる。材料特性は各箇所毎の実験結果を用いた。

なお、八郎潟干拓堤防の解析には秋田港における地震観測記録を、岩木川堤防の解析には津軽大橋における記録を用いた。

上記の方法で求めた各箇所の堤防の最大加速度  $a_{max}$ 、最大震度  $k_s$ 、2 次元応答解析の入力波形について繰返し回数  $k_{eq} = 20$  として求めた等価係数  $C_e$  及び等価震度  $k_h$  を表 3.2.3 に示す。

## (2) 安定解析法 (安定計算式と解析に用いた強度)

安定計算式には以下の円弧すべり面式を用いた。

表 3.2.3(a) 最大震度及び等価震度 (八郎潟)

解析対象地点	最大加速度 $a_{max}$ (gal)	最大震度 $k_s$	等価係数 $C_e$	等価震度 $k_h$
A	140	0.14	0.678	0.10
B	140	0.14	0.689	0.10
C	130	0.13	0.689	0.09

表 3.2.3(b) 最大震度及び等価震度 (岩木川)

解析対象地点	最大加速度 $a_{max}$ (gal)	最大震度 $k_s$	等価係数 $C_e$	等価震度 $k_h$
A	200	0.20	0.763	0.15
B	150	0.15	0.700	0.11
C	140	0.14	0.758	0.11



$$F_s = \frac{\sum \tau_f \cdot l \cdot R}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y)} \quad (3.2.3)$$

又は,

$$F_s = \frac{R \sum \{c \cdot l + (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y)} \quad (3.2.4)$$

ここに、 $F_s$ ：安全率、 $\tau_f$ ：土のせん断強度、 $l$ ：分割片の弧長、 $R$ ：すべり円半径、 $W$ ：分割片重量、 $\alpha$ ：分割片底面の円弧が水平となす角、 $y$ ：分割片重心とすべり円弧中心の鉛直距離、 $c$ ：土の粘着力、 $\phi$ ：土の内部摩擦角、 $u$ ：分割片底面における間隙水圧（静水圧＋過剰間隙水圧）。

地震時安定計算に用いられる土の強度としていくつかのものがあるが、ここでは、①静的強度  $S_1$ 、②間隙水圧から求める有効応力強度  $S_2$ 、③繰返し载荷中に発生するひずみに着目した全応力  $S_3$  を考えた。それぞれの強度に対して、式(3.2.4)、式(3.2.4)、式(3.2.3)を用いた。

強度  $S_1$  は静的三軸試験による  $c$ 、 $\phi$  に基づいて求めた。

強度  $S_2$  は次のようにして求めた。応答計算より求めた最大震度  $k_s$  から地盤中のせん断応力比  $L$  を求め、地盤の動的強度比（液化化強度比） $R$  との比から  $F_l$  を求め図 3.2.3 を用いて間隙水圧  $u_e$  を求める。この  $u_e$  を式(3.2.4)に代入して安定計算を行う。このとき、最大過剰間隙水圧が地震動継続中あるいは終了時に発生するという両方の可能性を考慮して、震度  $k_h$  を同時に作用させる場合 ( $S_2$ ) と同時に作用させない場合 ( $S_2'$ ) の安定計算を行った。

強度  $S_3$  は、図 3.2.2 に示したように、初期せん断応力比の大きさに依存するため、計算は石原の方法(5)により次のように行った。

① あるすべり円弧についての常時安全率を静的強度  $\tau_{sf}$  を用いて計算する。

② 次に、すべり面に沿う常時せん断応力  $\tau_s$  について、 $\tau_s/\tau_{sf}=1/F_s$  がすべり面全体にわたって一定と仮定し、そのすべり面に対する各点での動的強度  $\tau_{df}$  を図 3.2.2 を用いて求める。

③ この動的強度  $\tau_{df}$  を強度  $S_3$  として式(3.2.3)に用いた。この場合、せん断ひずみ基準は、三軸ひずみ両振幅で 5%としている。このようなひずみが、堤防・地盤のある程度の変状に対応するものと考えた。解析条件は表 3.2.4 のようである。

### (3) 計算結果と考察

#### 1) 八郎潟干拓堤防

各地点での各々の強度を用いた場合の震度と安全率の関係を図 3.2.5 に示す。同図から、用いる強度によって安全率  $F_s$  には極めて大きな差が生じていることが分かる。強度  $S_2$ 、 $S_2'$  を用いたケースでは、震度のある大きさを境にして  $F_s$  が急激に減少しているが、これは、ここで用いた液化化抵抗率  $F_l$  と発生過剰間隙水圧の間の関係が非常に鋭敏であることを反映したものである。同図中には、地震応答解析により得られた地表面最大加速度に対応する震度を示しているが、この震度に対応して強度  $S_1$  による  $F_s$  は極めて大きくなっており、各地点が被災した事実と対応しない。残る  $S_2$ 、 $S_2'$ 、 $S_3$  について前述した堤防の沈下量と地震時安全率  $F_s$  との関係を示したものが図 3.2.6 である。いずれも、 $F_s$  が小さい所で沈下量が大きいという点では妥当な関係となっているが、強度  $S_2$ 、 $S_2'$  を用いたケースでは  $F_s$  は相当小さい。この 3 地点

表 3.2.4(a) 安定解析条件 (八郎潟)

強度の種類	地盤強度定数	震度	間隙水圧
$S_1$	$c' = 0.1 \text{ tf/m}^2$ $\phi' = 35^\circ$	あり	静水圧
$S_2$		あり	静水圧+過剰間隙水圧
$S_2'$		なし	"
$S_3$	$\tau_{df}$	あり	静水圧

表 3.2.4(b) 安定解析条件 (岩木川)

強度の種類	地盤強度定数			震度	間隙水圧
	A 地点	B 地点	C 地点		
$S_1$	地層Ⅰ: $c' = 0.6 \text{ tf/m}^2$ $\phi' = 35^\circ$	$c' = 0.1 \text{ tf/m}^2$ $\phi' = 40^\circ$	$c' = 0.1 \text{ tf/m}^2$ $\phi' = 40^\circ$	あり	静水圧
$S_2$				あり	静水圧+過剰間隙水圧
$S_2'$				なし	"
$S_3$	$\tau_{df}$	$\tau_{df}$	$\tau_{df}$	あり	静水圧

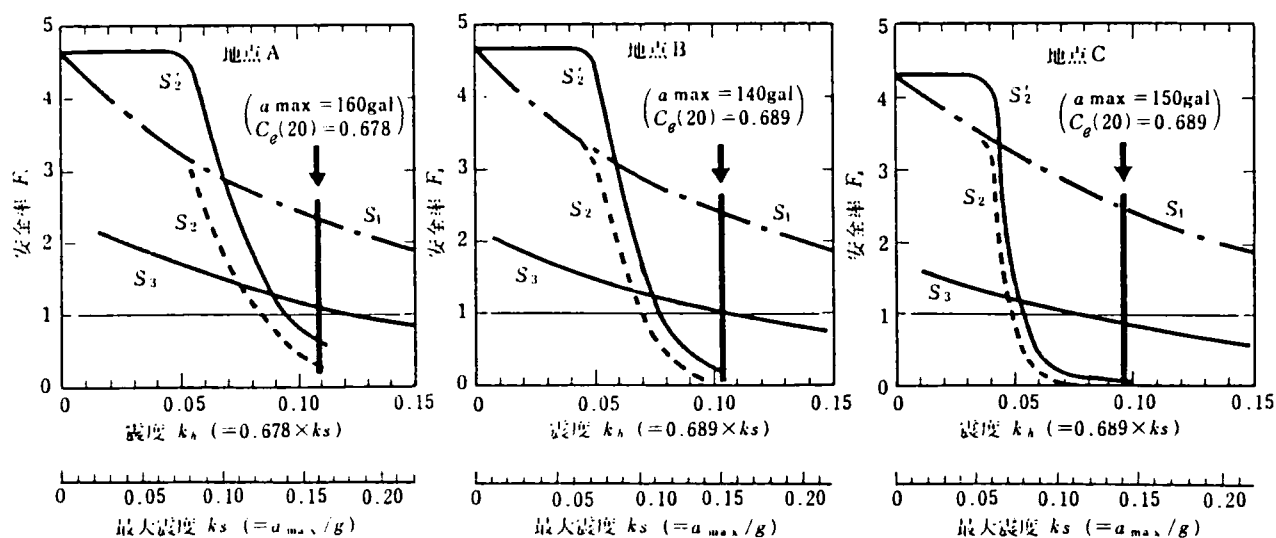


図 3.2.5 震度と安全率の関係 (八郎潟)

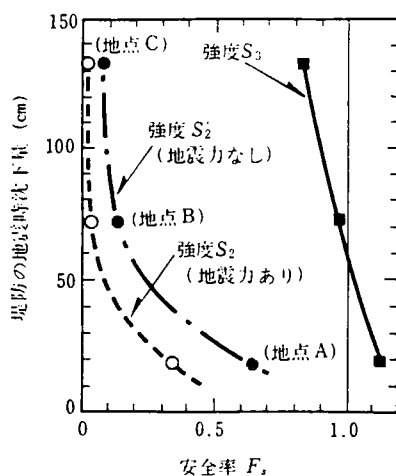


図 3.2.6 安全率と沈下量の関係 (八郎潟)

の近傍で無被災の堤防もあったことと合わせて考えると、強度  $S_2$ ,  $S_2'$  はやや合理性に欠けると思われる。一方、強度  $S_3$  を用いたケースでは被害の生じ始める  $F_s$  は 1.2 程度となっているが、沈下量の大きいところでの安全率は強度  $S_2$ ,  $S_2'$  を用いた場合のように極端に小さくなることはなく、沈下量と  $F_s$  の対応関係は比較的良好であり、地震時安定の判定に用いることが合理的と考えられる。

## 2) 岩木川堤防

各地点での震度と安全率の関係は図 3.2.7 のようである。同図中に、地震応答解析に基づいて求めた等価震度を示した。この場合も、用いる強度によって安全率  $F_s$  は大きく異なっている。強度  $S_2$ ,  $S_2'$  を用いたケースでは、図 3.2.5 と同じく、震度のある大きさを境にして  $F_s$  が急激に減少している。

算定した等価震度において、強度  $S_2'$  を用いた安全率が  $S_2$  を用いたものより大きいことは言うまでもないが、八郎潟の場合と異なり、両強度を用いた算定震度における安全率は、 $S_1$ ,  $S_3$  を用いた安全率に対して一定の関係にない。

ある程度の被害を生じた A, C 両地点での各強度に対する安全率の大小関係及び算定震度における安全率の絶対値は共に類似したものとなった。すなわち、算定震度において、 $S_2'$  と  $S_3$  の安全率はほぼ等しく、1 より大きい。 $S_2$  の安全率は 1 よりも小さいが、 $S_2$ ,  $S_2'$  の場合、ともに八郎潟の場合ほど小さい値ではない。A 地点の場合には、前述したように地盤に粘着力があることがその原因である。C 地点の場合は、八郎潟と同じく地盤粘着力は小さく、震度の大きい所では、 $S_2$ ,  $S_2'$  の安全率は非常に小さいが、算定震度における安全率はやや大きい結果となった。

無被害の B 地点では、どの強度についても算定震度において安全率が 1 より大きいが、中でも、震度  $k_h$  を作用させずに間隙水圧発生のみ考慮する  $S_2$  の結果は、震度  $k_h$  を作用させる  $S_1$  (静的強度) の結果よりも大きい安全率を与えることが特徴である。これも、地盤粘着力の影響が大きい。

各強度に対する安全率の特徴をまとめると以下のようなものである。強度  $S_1$  は、どの地点においても 1 より極めて大きい  $F_s$  を与え、A, C 両地点で被害が生じたことと矛盾する。強度  $S_2$  は、被害の生じた A, C 地点で 1 より小さい  $F_s$  を与える。強度  $S_2'$ ,  $S_3$  では、全地点とも  $F_s$  は 1 より大きくなっている。これらの結

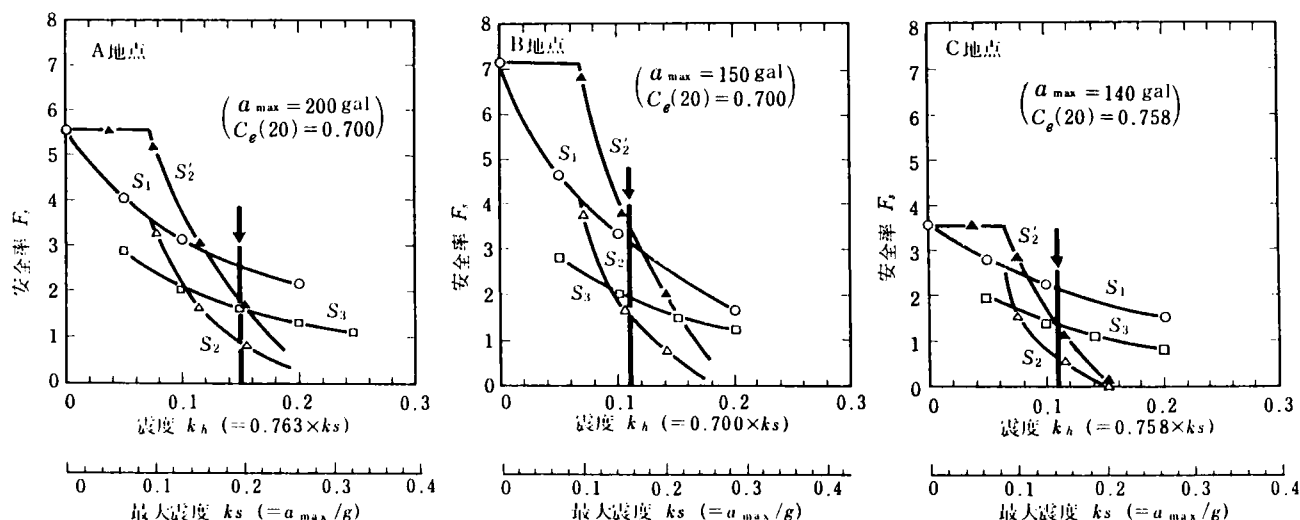


図 3.2.7 震度と安全率の関係 (岩木川)

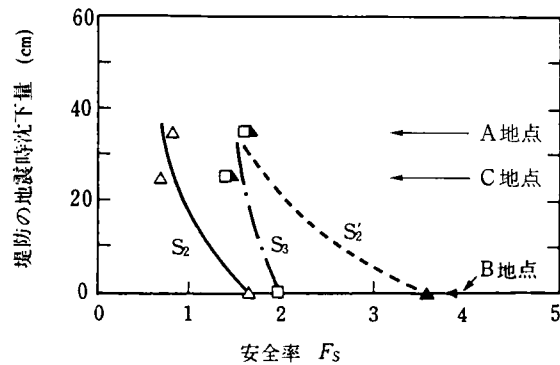


図 3.2.8 安全率と沈下量の関係（岩木川）

果の内、 $S_2$ 、 $S_2'$ 、 $S_3$  に関しては、八郎潟の場合とやや異なった結果を示している。

強度  $S_2$ 、 $S_2'$ 、 $S_3$  について堤防の沈下量と地震時安全率との関係を図 3.2.8 に示す。

表 3.2.1(b) に示したように B 地点では、測定沈下量に幅があり、同図では、測定沈下量の幅の中央値として安全率と対比している。図 3.2.8 及び図 3.2.6 から次のことが読み取れる。① いずれも、沈下量の見られなかった B 地点では  $F_s$  が大きい妥当な結果を与える。② しかし、強度  $S_2$  と  $S_2'$  では  $F_s$  は全く異なった値となっており、 $S_2$  では、被害・無被害のいき値を  $F_s=1$  とすることが可能であるが、八郎潟の場合の図 3.2.6 とは全く異なった結果である。 $S_2'$  では、被害・無被害地点とも  $F_s$  は 1 よりかなり大きい。③ 残る強度  $S_3$  もまた、被害を生じた場合でも  $F_s$  は 1 よりやや大き目であるが、概略の傾向は図 3.2.6 とほぼ同様である。この場合の強度には、八郎潟の場合のように地震後の地盤強度から地震前の強度を推定するというを行っていないから安定計算に用いた強度は全体にやや大き目であったと考えると、両者の間の差は説明できる。

以上のことから、この場合にも、強度  $S_3$  が地震中の安定・不安定の判定にも最も適切と考えられる。

### 3) 安定計算に用いる強度のまとめ

1) 2) に述べたことは以下のようにまとめられる。

- ① 静的強度は、一般に 1 よりも過大な安全率を与え、被害の有無を合理的に説明できない。
- ② 有効応力による動的強度は、粘着力のない砂では震度の有無に関わりなく過小な安全率を与える一方、シルト質の粘着力のある砂質土では、粘着力のない場合に比べて大きめの安全率を、特に震度を作用させない場合にはかなり過大な安全率を与える。

すなわち、有効応力による動的強度は、砂質土であっても、粘着力の有無により、算定される安全率は大きく異なり、実被害との対比が一義的なものとならない場合がある。

- ③ 一方、ひずみ基準による動的強度の場合、被害の大小が  $F_s$  とほぼ一義的な関係にあり、また、被害の有無のいき値として、1.1~1.2 程度をとることができる（地震前推定強度を用いた八郎潟の場合）。

### 3-2-3 ま と め

ここでは地盤の液状化による被災盛土の解析とその被災実態の対比として次の事項を述べた。

- 1) 盛土の地震時応答の推定のために、近傍での地震観測記録に基づいて解析対象箇所の基盤入射波形を

求め、盛土の地震応答解析を行った。

- 2) 1)の結果に基づいて、累積損傷度理論により、安定計算のための等価震度を計算した。
- 3) 液状化性地盤の強度としては、初期せん断応力を考慮してひずみを破壊基準とする全応力強度を用いるのが合理的である。

### 3-3 砂質地盤上盛土の既往被災事例と地盤条件(6)

既に述べた模型振動実験の例や、前項の被災事例解析に示されるように砂質地盤上の盛土の被害は地盤の液状化現象と密接に関連している。個々の盛土の被害予測のためには、2-3 又は 3-2 で述べたように地盤の動的強度を考慮した安定解析を行う等の方法があるが、その一方、既往の多くの被災事例に基づいて盛土に被害を生ずるような地盤条件を見出すという方法もあり得る。

もしも、このような方法により盛土に被害を生ずる地盤条件が経験的にでも判定され、なおかつ、それが簡易なものであれば、それは非常に望ましいことである。なぜならば、河川堤防や道路盛土等の盛土構造物の耐震性判定を行うにあたって、詳細な土質調査・試験に基づいた詳細な安定解析等を行うことは望ましいことではあるが、盛土構造物は一般に延長が長いので全区間にわたってそのような詳細な検討を行うことは一般に困難である。このため、詳細な検討に先立って、一連の盛土区間の中から危険性のありそうな箇所を概略抽出するための比較的簡易な判定手法を準備しておくことは非常に有意義であると考えられる。そして、簡易判定法により要注意箇所を抽出し、各箇所についてさらに詳細な検討を進めるのが実用的である。このような観点から、近年の地震において、盛土・地盤の条件や被害の状況が比較的詳細にわかっている事例の記録 38 例に基づいて地盤状況を調べ、盛土の被害との関連について分析を加えた。

#### 3-3-1 調査分析手法の概要

調査分析を行う事例としては、地盤ボーリングデータがその地点で与えられる箇所に限定した。これは、河川堤防や道路盛土のような小規模盛土の地震被害は、地盤条件を主な要因として生じるものであることがこれまでの被害調査などでわかっており、したがって、耐震判定法にある程度の予測精度を期待するためには地盤土質データが最低限必要であるためである。

調査分析手法は以下のようなものとした。盛土の耐震性を評価する方法としては、(1)震害事例に基づく経験的方法、(2)円弧すべり安定計算による方法、および(3)動的応答解析による方法がある。このうち、(1)の方法は用いた事例の特性に左右され、力学的合理性に必ずしも合致しないことが往々にしてある(7,8)。一方、(2)あるいは(3)の方法は「簡易」判定方法としては適切ではない。そこで、ここでは(1)と(2)の方法の両者を合せ、力学的合理性のある骨格に震害事例を適用し、両者をできるだけ満足するようにし、最終的な地盤判定には(2)の安定計算をいちいち実施しなくても済むような簡略化した手法を開発することにした。

以上のような考えに基づき、本手法は図 3.3.1 に示す手順で作成した。要約すると、まず、(a)地震被災事例について安定計算を行い、被災の事実を最もうまく説明し得る(b)安定計算法及び計算結果の評価法(被害・無被害を判別する限界安全率)を決定した。つぎに、この安定計算法及び限界安全率を用いて、盛土・地盤条件を種々に組合わせたモデル計算を数多くのケースについて実施し(地盤は均一と仮定)、与えられた

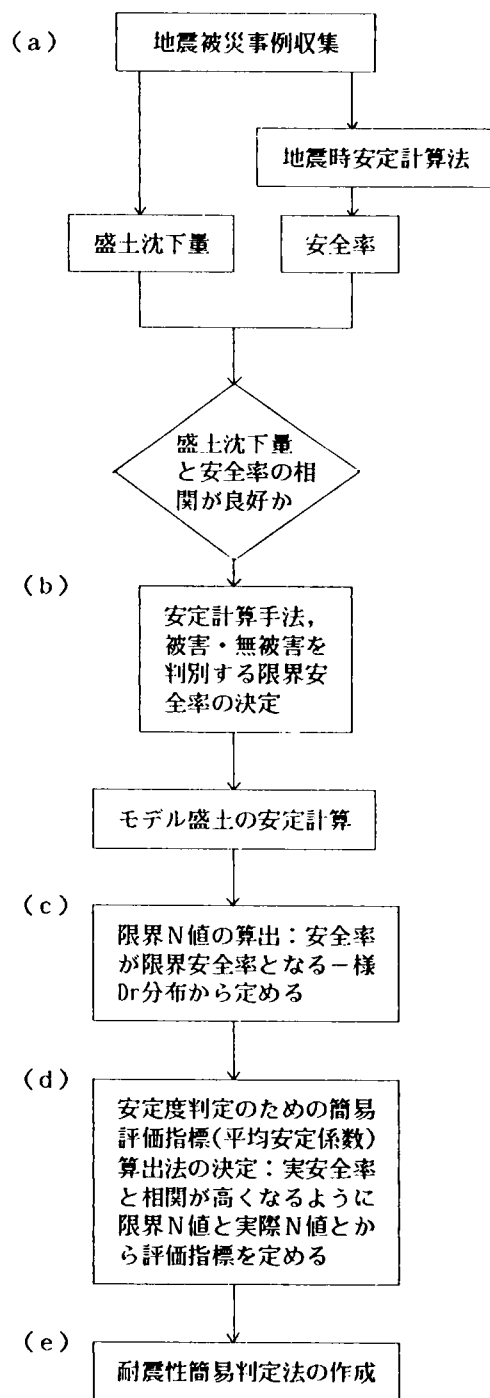


図 3.3.1 耐震性簡易判定法の作成手順

盛土・地盤条件および設計震度に対し、上に定めた盛土の安定・不安定を判別する限界安全率を与える境界値となる地盤の(c)限界  $N$  値なるものを算出した。これが、盛土の安定を判定する基準値である。さらに、この限界  $N$  値と実際の地盤の  $N$  値とを対比して、計算安全率との相関が高く盛土の耐震性を総合的かつ簡易に評価する指標(d)平均安定係数の算出法を決定した。さらに、最後に現場で使い易いような形をした(e)耐震性簡易判定手法を作成した。

最終的には、本手法は、地盤の土質・ $N$  値、設計震度を与えて盛土の耐震性を判定するものとなった。

### 3-3-2 手法の作成

図 3.3.1 に従って本手法の作成手順を述べる。

#### (1) 地震被災事例

既往の盛土の地震被災事例の中から、地震被害状況が明確に記録されており、地盤土質柱状図・N 値のデータがあり、しかも砂質土層が比較的卓越している事例を集めた。総数は 38 事例であり、その内訳は 1964 年新潟地震 3 例、1978 年宮城県沖地震 14 例、1983 年日本海中部地震 21 例（すべて河川堤防）となっている。盛土高さは 2～7 m であり、盛土の地震時沈下量は 0～2 m である。

#### (2) 地震時安定計算

##### 1) 計算方法

安定計算は震度を考慮した円弧すべり計算によることとした。計算式は有効応力法に基づく修正フェレニウス法とし、震度のみを考慮する場合（式(3.3.1)）と地震時に発生する過剰間隙水圧のみを考慮する場合（式(3.3.2)）の双方の安全率のうち、小さい方の安全率を採用することとした。

$$F_{s1} = \frac{\sum \{cl + (W - u_o \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum (W \cdot \sin \alpha + k_h W \cdot y/R)} \quad (3.3.1)$$

$$F_{s2} = \frac{\sum \{cl + \{W - (u_o + u_e) \cdot b\} \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum (W \cdot \sin \alpha)} \quad (3.3.2)$$

ここに、 $F_s$ ：安全率、 $c$ 、 $\phi$ ：有効応力に基づく土の強度定数、 $W$ ：土の重量、 $u_o$ ：静水圧、 $u_e$  地震時に発生する過剰間隙水圧、 $k_h$ ：水平震度。

安全率を計算する手順は図 3.3.2 に示すとおりである。同図で、 $N$  値と相対密度  $D_r$ (%) の関係はマイヤーホフによる次式(9)を用いた。

$$D_r = 21 \sqrt{N / (\sigma_v' + 0.7)} \quad (3.3.3)$$

ただし、 $\sigma_v'$ ：鉛直有効応力 (kgf/cm<sup>2</sup>)。

砂質土の土質定数は表 3.3.1 のように設定した。粘性土については、単位体積重量  $\gamma_t = 1.5 \text{ tf/m}^3$ 、強度定数は  $\phi = 0^\circ$ 、 $c_u = q_u / 2 = 0.2 + N / 40 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$  とし、盛土については  $\gamma_t = 1.88 \text{ tf/m}^3$ 、 $c = 2.0 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi =$

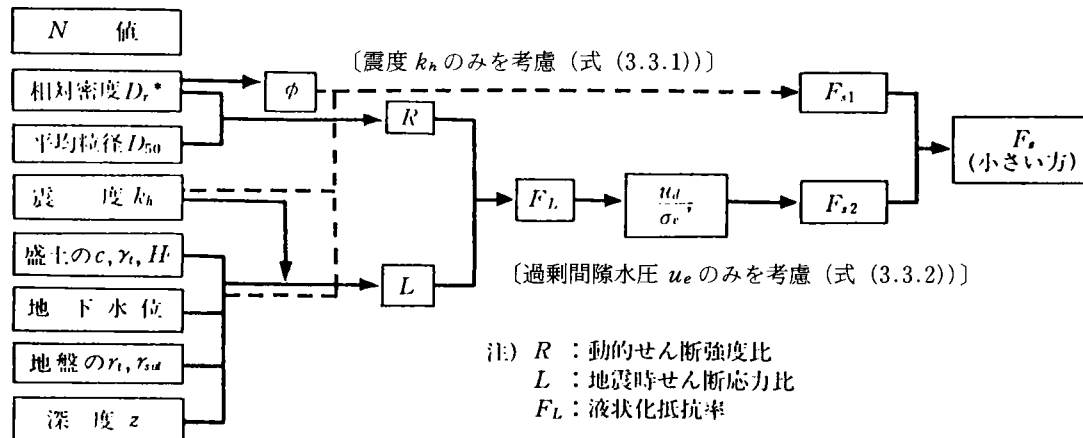


図 3.3.2 安定率の算定手順

表 3.3.1 砂質土の土質定数

(a) 強度定数			(b) 物理定数			
$N$ 値	$\phi'$ ( $^{\circ}$ )	$c'$ (tf/m $^2$ )	土 質	$\gamma_t$ (tf/m $^3$ )	$\gamma_{sat}$ (tf/m $^3$ )	$D_{50}$ (mm)
$N \leq 10$	30	0	砂質シルト	1.6	1.8	0.04
$10 < N \leq 30$	35	0	細 砂	1.75	1.95	0.15
$30 < N$	40	0	中 砂	1.8	2.0	0.35
			粗 砂	1.8	2.0	0.6

25°とした。

震度  $k_s$ ,  $k_h$  は、それぞれの被災箇所、近傍の地震動記録や距離減衰式から推定された地表面最大加速度  $a_{s\max}$  (gal) より次式で決めた。

$$\begin{aligned}
 k_s &= a_{s\max}/g \\
 k_h &= 0.65 \times k_s
 \end{aligned}
 \tag{3.3.4}$$

ここに、 $g$ ：重力の加速度 (=980 gal),  $k_s$ ：地表面最大震度,  $k_h$ ：水平震度。

砂質土層の動的せん断強度比  $R$  については、道路橋示方書の方法(10)と時松・吉見の方法(11)の2つの評価法を用い、被災事例との適合性を比較検討し後者の方法を採用した。また、液状化抵抗率( $F_l = R/L$ )と地震時過剰間隙水圧比の関係として次式を用いた(12)。

$$\begin{aligned}
 u_e/\sigma_v &= F_l^{-7} (F_l \geq 1) \\
 &= 1 \quad (F_l < 1)
 \end{aligned}
 \tag{3.3.5}$$

式(3.3.1)(3.3.2)で考える方法は、土の動的強度を擬似有効応力的に考えるものであり、2-3, 3-2で述べたようにこの強度は過小な安全率を与え、全応力強度の方が合理的であるという主張とは矛盾するよう見えるかもしれない。しかし、ここの分析においては、安定・不安定の限界値を  $F_s = 1.0$  と先験的に固定することなく、収集整理した事例において盛土沈下量によって安定・不安定の区分を行ったときに、判定結果の適合率が最も高くなるような限界安定率  $F_s$  を求めることとすることにより、強度の差の影響を評価する安全率の差で補っていることになると考えた。

## 2) 計算結果

図 3.3.3 に、盛土天端の実測沈下量と計算によって得られた安全率の関係を示す(図中  $F_{s1}$ ,  $F_{s2}$  については式(3.3.1), (3.3.2)参照)。これより、砂質土層の動的せん断強度比  $R$  のいずれの評価方法によっても、沈下量  $D$  と安全率  $F_s$  の関係はかなりばらついてはいるが、 $D$  が大きいほど  $F_s$  が小さくなる傾向は見られる。安全率  $F_s$  が小さいのは  $F_s = F_{s2}$  の場合であり、このときには液状化あるいは液状化しかかった砂層土質が存在すると考えてよい。

なお、図 3.3.3 のような実測沈下量と安全率  $F_s$  の間の関係について、被害事実との適合性を評価するために次のような作業を行った。まず、図 3.3.4 に示すように適合・不適合を定義する。同図中に示す  $D_o$  は



盛土の「有意な被害」と「無被害あるいは有意でない被害」とを区分する限界盛土沈下量であり、 $F_{so}$ はその両者を最適に判別する限界安全率である。ここに、限界盛土沈下量  $D_o$  の大きさは盛土の有する本来の機能を保持しうる限界の沈下量として工学的判断から与えるのが適当と考えられる。一方、上述の限界安全率  $F_{so}$  は通常  $F_{so}=1.0$  と与えられることが多い。しかし、これは安定計算法の力学的合理性が十分信頼できる場合にのみ妥当であって、今回用いている安定計算法及びそこに用いた土の強度の妥当性は未だ検証されていないので、必ずしも  $F_{so}=1.0$  に固執する必要はないと考えた。そこで、ここでは図 3.3.4 に示した結果の適合性を、次式に示す適合度の大きさにて評価することとした。

$$(\text{適合度}) = \frac{N_A}{N_A + N_C} \times \frac{N_B}{N_B + N_D} \quad (3.3.6)$$

ここに、 $N_i$ ：図 3.3.4 の領域  $i$  に属するデータ数。

式(3.3.6)は  $F_{so}$ 、 $D_o$  の関数とし、適合度が最大となるように  $F_{so}$  および  $D_o$  の大きさを求めた。

その結果は表 3.3.2 に示すようであるが、動物せん断強度比の推定に時松・吉見の式を用いた場合、 $D_o=20\text{ cm}$ 、 $F_{so}=0.8$  と得られた。この  $D_o$  の値は、河川堤防や道路盛土の機能保持の点から考えれば、やや

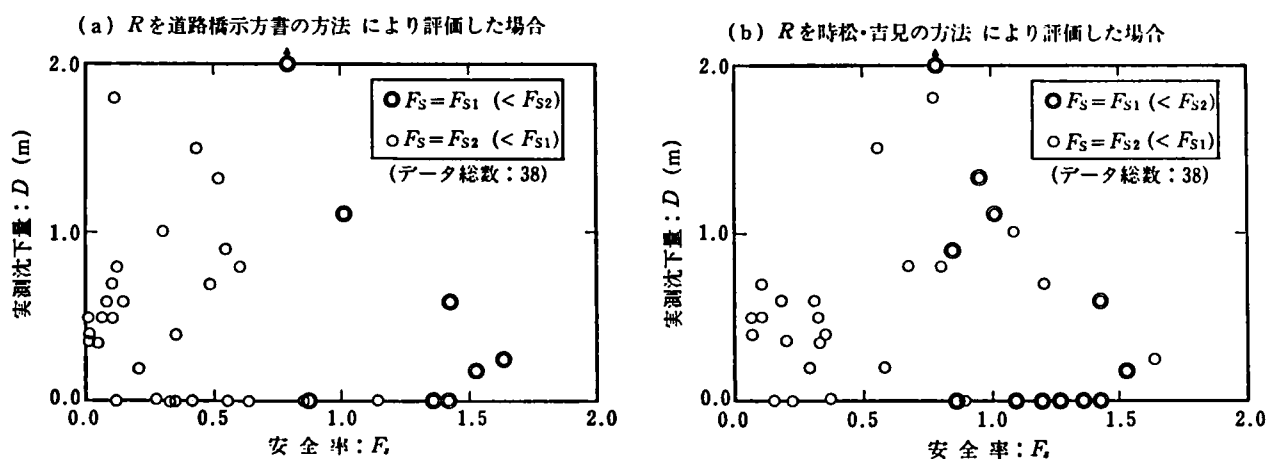


図 3.3.3 盛土の実測沈下量と安全率の関係

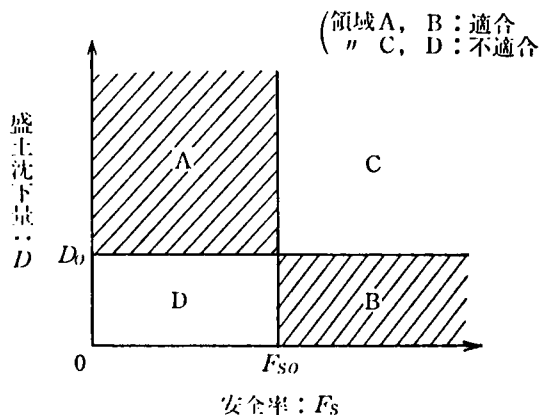


図 3.3.4 安定計算法の適合性評価法の説明図

表 3.3.2 適合性評価結果

R の評価法	D <sub>0</sub> (cm)	F <sub>so</sub>	$\frac{N_A}{N_A + N_C}$	$\frac{N_B}{N_B + N_D}$	適合度	的中率
(a) 道路橋の方法	30	0.2	$\frac{11}{11+10}$	$\frac{16}{16+1}$	0.49	0.71
(b) 時松・吉見の方法	20	0.8	$\frac{11}{11+3}$	$\frac{16}{16+8}$	0.53	0.71

安全側の値として妥当なものと考えられる。さらに、 $F_{so}=0.8$  という値は、式(3.3.2)に基づく安全率が盛土の破壊・非破壊に対して 1.0 よりも小さめの値を与えるという 2-3 及び 3-2 の結果とも符合している。

なお、表 3.3.2 の最右欄に示す的中率は一般によく用いられるものであり、次式で計算される。

$$(\text{的中率}) = \frac{N_A + N_B}{N_A + N_B + N_C + N_D} \quad (3.3.7)$$

今回、上式的中率によって適合性の評価をしなかったのは、検討に用いた事例が本来の母集団に比べて被災事例（盛土沈下量 D の大きいもの）に偏っており、このような場合には式(3.3.7)は統計的に妥当でない結果を与えるおそれがあると考えたためである。これに反し、式(3.3.6)は事例にある程度の偏りがあっても適合性を正しく評価し得ると考えられる。

なお、このような適合率の大小により地盤の動的強度は時松・吉見の方法で推定する方が道路橋示方書のものよりやや優れていると判断した。

### (3) 限界 N 値

盛土の地震時安定性を基礎地盤内の砂質土層の N 値で判定する場合の指標となる限界 N 値を算出した。限界 N 値は砂質土層の土質・深度および想定震度に対応して決るものであり、砂質土層の N 値が限界 N 値より大きければ安定、小さければ不安定となる。以下にその内容を示す。

#### 1) 計算モデル

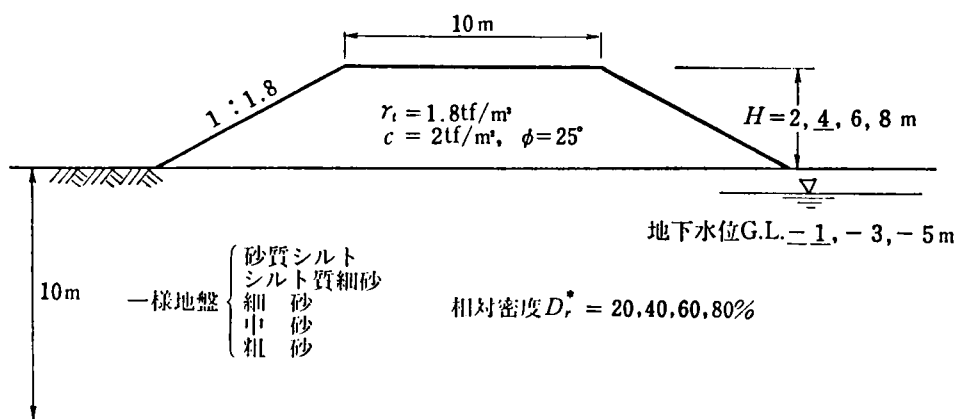
図 3.3.5 に示す盛土・均一地盤モデルを作成した。同図中には各種の計算パラメータを示しているが、これらを種々に組合わせて約 100 ケースの安定計算を実施し、これから盛土のすべり安全率が先に設定した限界値 0.8 となるときの N 値すなわち限界 N 値を算出するとともに各種要因の影響を検討した。

#### 2) 計算結果

計算結果として、図 3.3.6 に示すような限界 N 値の図が得られた。この限界 N 値は、盛土周辺の砂地盤での N 値がこれより下回るときに盛土が不安定となることを意味する。図 3.3.6 より明らかなように、限界 N 値は地表面最大震度  $k_s$  が大きいほど、深度が深いほど、また粗粒な砂質土ほど大きくなるものである。また、限界 N 値は盛土高さが高いほど、地下水位が深いほど大きくなる傾向にあった。なお、限界 N 値は、その誘導仮定からして、既往の盛土の被災事例について安定計算を行い、被害・無被害の判別度が最も高くなるように定めた限界安全率を用いた安定計算に基づいている。したがってやや間接的であるが、このような限界 N 値は、既往の被災盛土の限界地盤条件を表すと見ることができる。

### (4) 平均安定係数

前節で示した限界 N 値は地盤の土質が一様という前提の下に得たものである。しかし、現実の地盤は土



注) 下線付きは標準値を示す。

図 3.3.5 計 算 モ デ ル

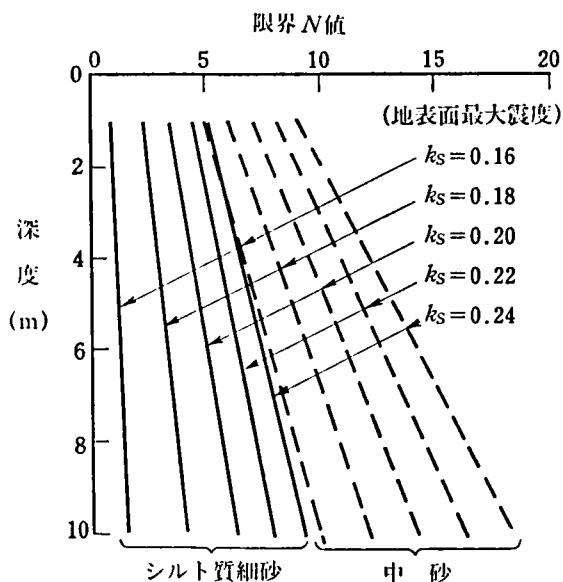


図 3.3.6 限界 \$N\$ 値の算出例

質・\$N\$ 値ともに不規則に変化しているものであるため、限界 \$N\$ 値と実測の \$N\$ 値との単なる比較によって盛土の耐震性を判定するには常に容易とは限らない。図 3.3.7 はこのことを例示したものであり、(a), (b) については容易に「安定」、「不安定」とそれぞれ判定できるが(c)ではどちらかに決めがたい。この例のように地盤の土質・\$N\$ 値が不均質であっても限界 \$N\$ 値を用いて盛土の耐震性を定量的に評価するための指標として、「平均安定係数」を以下のように定めた。

#### 1) 定 義

安定係数 \$N\_s\$ および平均安定係数 \$\overline{N}\_s\$ を次のように定義した。

$$N_s = N/N_{or} \quad (3.3.8)$$

$$\overline{N}_s = \left( \sum_{i=1}^z N_s \right) / z \quad (3.3.9)$$

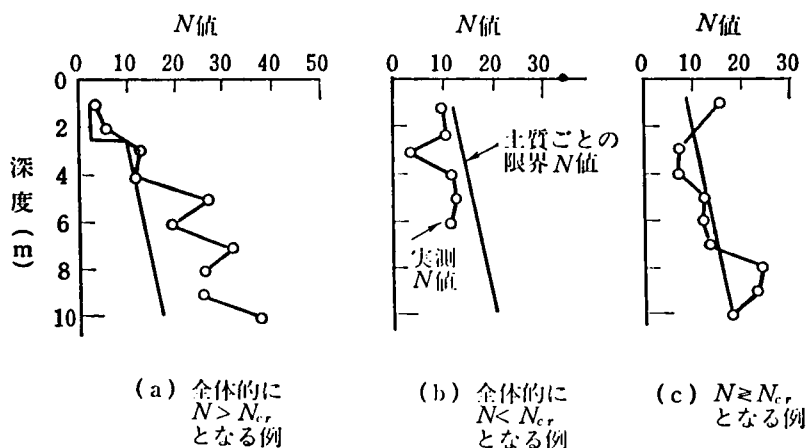


図 3.3.7 実測  $N$  値と限界  $N$  値の例

ここに、 $N$  : 実測  $N$  値、 $z$  : 地表面からの深度 (m) (1 m 単位)。 $\overline{N}_s \geq 1$  により盛土の安定・不安定を判定する。

## 2) 検 討

式 (3.3.9) で定義した平均安定係数  $\overline{N}_s$  のとり方に関し、①  $N_s$  の大きさについての制限、② 粘性土層の  $N_s$ 、③ 考慮する深度  $z$  のとり方、④ 盛土高、地下水位についての補正の事項について 17 ケースの組合わせを検討し、安定計算による安全率  $F_s$  と平均安定係数  $\overline{N}_s$  との相関が最もよい  $\overline{N}_s$  の求め方を見出した。その評価は式 (3.3.6) と同じ方法によった。

## 3) 検 討 結 果

最も適切な平均安定係数  $\overline{N}_s$  の求め方は次のようになった。

- (i)  $\overline{N}_s$  は地下水面以深での 1 m ごとの  $N_s$  の相加平均として求め、これが最小の値となる深さまでの値を採用する。式で表わすと次のとおりである。

$$\overline{N}_s = (N_s)_{\min} = \min_z \left[ \left( \sum_{i=1}^z N_s \right) / z \right] \quad (3.3.10)$$

- (ii) 粘性土・シルト層の  $N_s$  は一律に 2.0 とする。

- (iii) 砂質土層の  $N_s$  の上限値を 3.0 とする。

- (iv) 盛土の耐震性の判定は次のようにする。

$$\overline{N}_s < 0.8 : \text{「不安定」}$$

$$0.8 \leq \overline{N}_s < 1.0 : \text{「不安定のおそれあり」}$$

$$1.0 < \overline{N}_s : \text{「安定」}$$

このようにして求めた平均安定係数  $\overline{N}_s$  と安全率  $F_s$  および実測沈下量との関係を図 3.3.8, 3.3.9 に示す。式 (3.3.7) による的中率はそれぞれ図中に示すとおりであり、ほぼ満足する結果が得られたと考えた。要約すると図 3.3.6 のような限界  $N$  値に対して、さらに式 (3.3.8) ~ (3.3.10) で定義する平均安定係数  $\overline{N}_s$  を算定することにより盛土の被害現象がある程度説明できたことになる。さらに、一歩進めてこの方法を「耐震性簡易手法」としても作成した (13)。

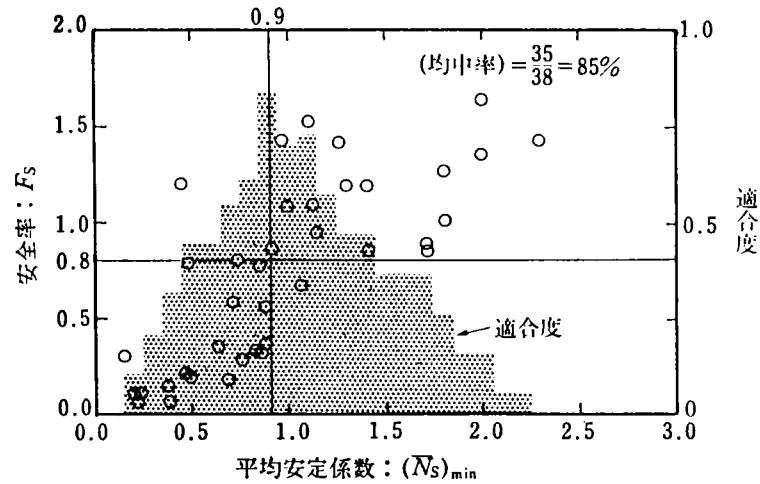


図 3.3.8 平均安定係数と安全率の関係

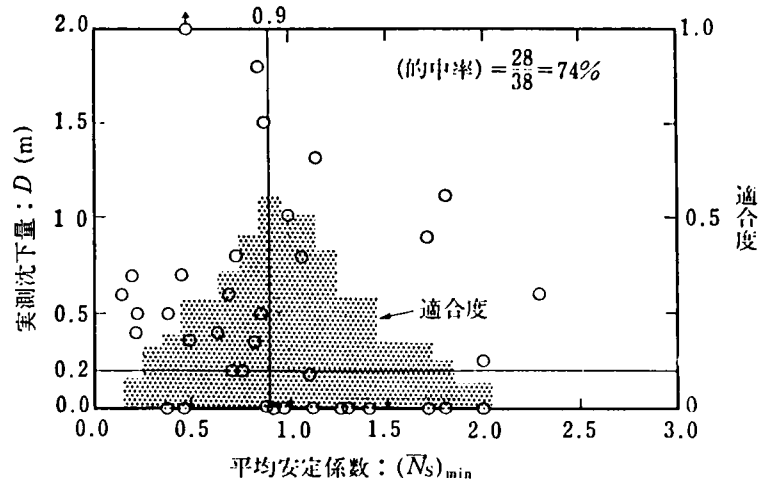


図 3.3.9 平均安定係数と実測沈下量の関係

### 3-3-3 ま と め

ここでは、既往の盛土の被災事例の内、砂質土が卓越する地盤で、地盤条件・被害の状況がある程度正確にわかっている 38 事例に基づいて、盛土の被害と関連づけられ盛土の簡易な被害予測に用いられる指標(平均安定係数)を導いた。

- 1) まず、対象事例について安定計算を行い、被害・無被害の判別度が最も高くなるように限界安全率及び限界沈下量を求めた。
- 2) 次に、一様地盤上の盛土を対象にこの限界安全率に対応する限界  $N$  値図を求めた。
- 3) さらに、同じ事例について、地盤  $N$  値と限界  $N$  値とから計算安全率との相関が高くなる指標として平均安定係数の算出法を定めた。

## 第4章 液状化性地盤の原位置調査法の研究

前章までは現実の、または模型の被害に対して液状化現象が大きな影響を持つことを踏まえ、現象の解析に必要な諸定数が室内試験等によりかなり詳細に得られたものとして考察を進めてきた。現実の地盤を対象とした場合、そのような諸定数乃至は地盤の液状化特性を可能な限り適確に把握しなければならない。本章では、このような液状化性地盤の調査法として筆者が試みたいいくつかの例を述べる。

### 4-1 調査法の分類及び既往の調査法

砂地盤の液状化強度を求める調査法は二通りに大別できる。一つは、対象とする地盤から試料を採取し室内での繰返しせん断試験等を行うものである。他の一つは、試料を採取せずに原位置で調査を行うものである。室内試験により、液状化強度は、試料の拘束圧や密度のみならず、試料の構造・攪乱の度合・試料作成法の影響を受けることが見出されており、高品質の不攪乱採取試料による試験が必要であると言える。したがって、高品質の不攪乱試料を採取する方法と並んで試料採取を行わない原位置試験法が必要とされる。原位置試験法としては、調査法が標準化されたサウンディング等による方法と、現場で人工加振を行う方法がある。

サウンディング法の内、例えば新潟地震の後で、新潟市内の建築基礎地盤の調査には標準貫入試験が、阿賀野川堤防基礎地盤についてはスウェーデン式サウンディングやダッチコーンが用いられた(1)。この中でも、標準貫入試験は通常の地盤調査にもほぼ常に用いられる方法であること、乱された試料の採取により粒度分布の判定ができること等から、その後、液状化強度の調査手法として多く用いられるようになり、多くの実用的方法が標準貫入試験結果に基づくものとなっている(2,3,4)。

しかし、その一方、標準貫入試験に伴ういくつかの欠点、例えば、標準貫入試験が本来液状化現象を対象としたものでないこと、試験法や技術に起因するばらつきが多いこと、測定間隔が粗いこと、貫入抵抗値に地盤中の細粒分の影響が大きいこと等を考慮して、より直接的に地盤の液状化強度調査を行う方法も望まれている。そのような一つの方法が、上述した現場で人工加振を行う方法であり、これまでに用いられた具体的な方法は、ボーリング孔中の発破や各種のくい打込み時の振動を用いるものである。

### 4-2 原位置調査法の試み

#### 4-2-1 発破振動法(5,6,7)

この方法は1950年代にソ連(8)において始められたものであり、地中に埋設した火薬を爆発させたときに生じる地盤の衝撃的振動による地盤液状化現象又はそれに伴う地盤沈下現象を調べるものである。同様の方法は、その後ノルウェー、インド及びわが国においても首都高速道路公団、東京電力において実施された(5)。発破を振動源として用いた結果の評価法として統一されたものはない。ソ連の例においては、異なった土質条件について比較するため等量・等深での発破を行い、発破地点から半径5 m以内の地表の平均沈下量及び一箇所における3回連続した発破に起因する沈下量の比によって液状化の判定をおこなっている。ノルウェーの例では、周辺地盤中で間隙水圧の測定及び沈下測定、スクリー板の載荷試験を行っている。イン

ドの例では、振動加速度と沈下量の関係を室内実験の結果と合わせて検討している。首都高速道路公団の例では、後述する筆者等の例と同様の考えに基づき、間隙水圧の衝撃的なピーク値と残留値の対比を行っている。東京電力の例においては、連続した発破を行い、地盤加速度と残留間隙水圧の関係の対比を行っている。

筆者らは、以上に紹介したものと類似した実験方法で、新潟県阿賀野川高水敷、千葉県利根川高水敷、川崎市扇島地区で行った(5)。阿賀野川、利根川の例は自然沖積地の例、扇島は新しい人工埋立地の例である。

ここでは、阿賀野川の例(5,6)のみを述べる。実験地盤は、薬量等の予備的検討を行ったAゾーンと本実験を行ったB、Cゾーンに分かれる。予備的検討により薬量としてダイナマイト1kgを採用することにした。Bゾーン、Cゾーンは図4.2.1に示すような土質柱状図であり、地盤の硬さが異なる。Bゾーンでは深度6～7m付近で $N > 10$ となるのに対し、Cゾーンでは深度3～4m付近から $N > 10$ となっている。測定項目は、地盤加速度、間隙水圧、地表面沈下量、サウンディング抵抗値等である。主な結果は次のようである。

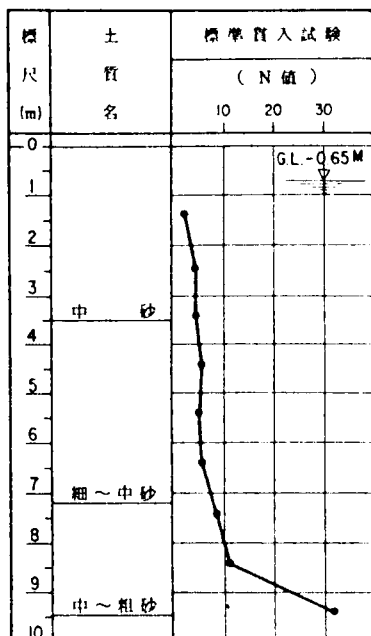
- (a) 図4.2.2に示した間隙水圧と $N$ 値の関係により、間隙水圧は $N$ 値が大きい場合は $N$ 値が小さい場合に比べてピーク値は大きいが残留値は小さい。
- (b) 一様無限弾性体中の球面波を考えると、ピーク間隙水圧 $u_d$ と地盤中の最大せん断応力 $\tau_d$ との間に次の関係がある(5,6,7)。

$$\tau_d = nGC_w \cdot u_d \quad (4.2.1)$$

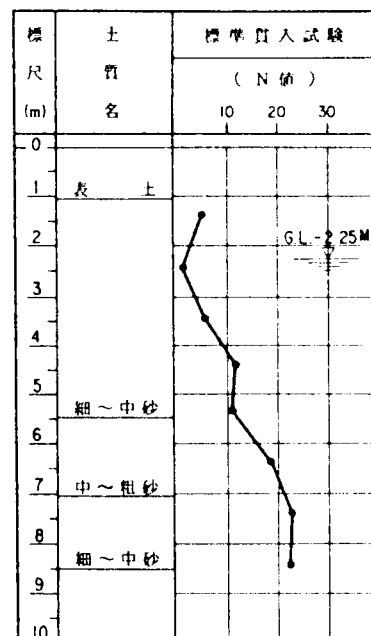
ここに、 $n$ ：間隙率、 $G$ ：地盤のせん断弾性係数、 $C_w$ ：水の圧縮係数

(4.2.1)式は、最大せん断応力 $\tau_d$ がピーク水圧 $u_d$ に比例することを示している。

残留水圧 $u_r$ とせん断応力 $\tau_d$ の比較の代わりに、残留水圧 $u_r$ とピーク水圧 $u_d$ を比較したものが、図4.2.3



(阿賀野川 Bゾーン)



(阿賀野川 Cゾーン)

図 4.2.1 試験箇所の地盤状況

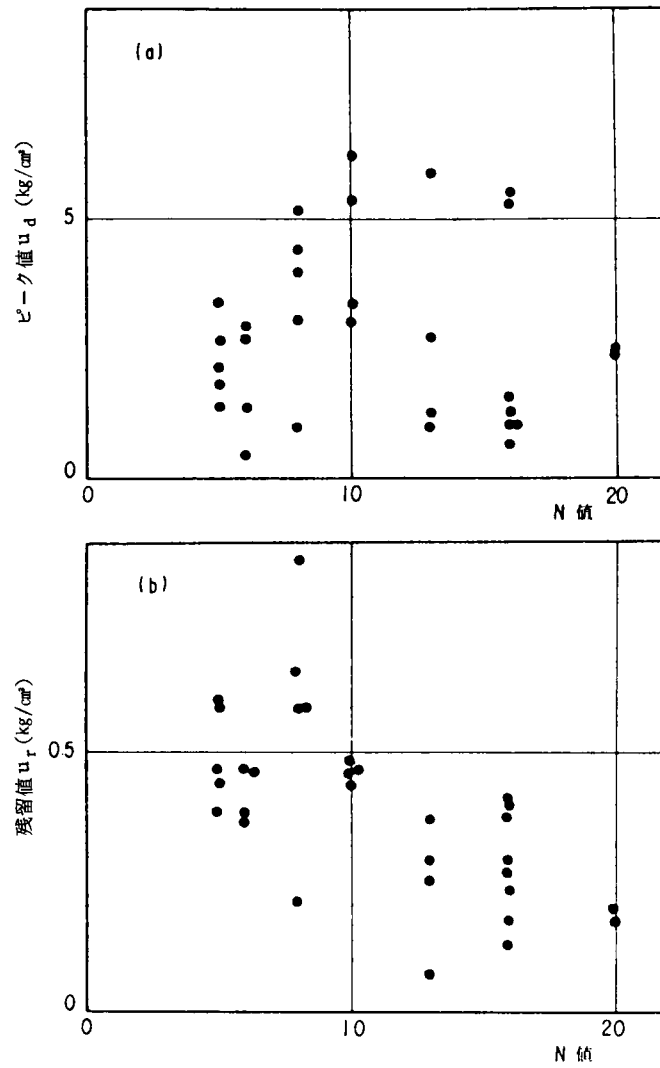


図 4.2.2 間隙水圧と  $N$  値の関係

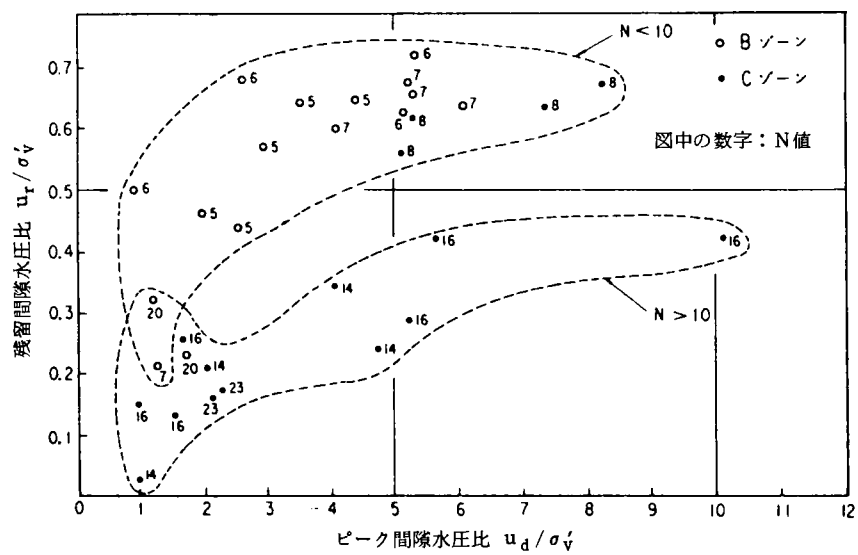


図 4.2.3 ピーク間隙水圧と残留間隙水圧との関係



である。この図において、 $N$  値の大小を地盤の締め具合の程度と見なせば、全体的に見て締まった地盤においては  $u_d$  に対する  $u_r$  は小さく、ゆるい地盤においては  $u_d$  に対する  $u_r$  は大きく、地盤の液状化しやすさとよく対応していると考えられる。

次に、地表面沈下量の測定結果は図 4.2.4 のとおりであり、異なった地盤硬さである両ゾーンに対応した大小関係があることが見られる。さらに、発破装填深さ GL-6 m より上部の土層が地盤沈下量に関与するものとしてその土層の平均  $N$  値と発破孔から 1 m のところの沈下量を図示したものが図 4.2.5(a) である。又、間隙水圧の測点として発破孔から水平距離 6 m、深度 6 m の位置での残留間隙水圧  $u_r$  が大きいほど地盤沈下量も大きい(図 4.2.5(b))。したがって、逆にこのような方法による地盤沈下量から地盤内の  $u_r$  の発生しやすさを推定することもできよう。

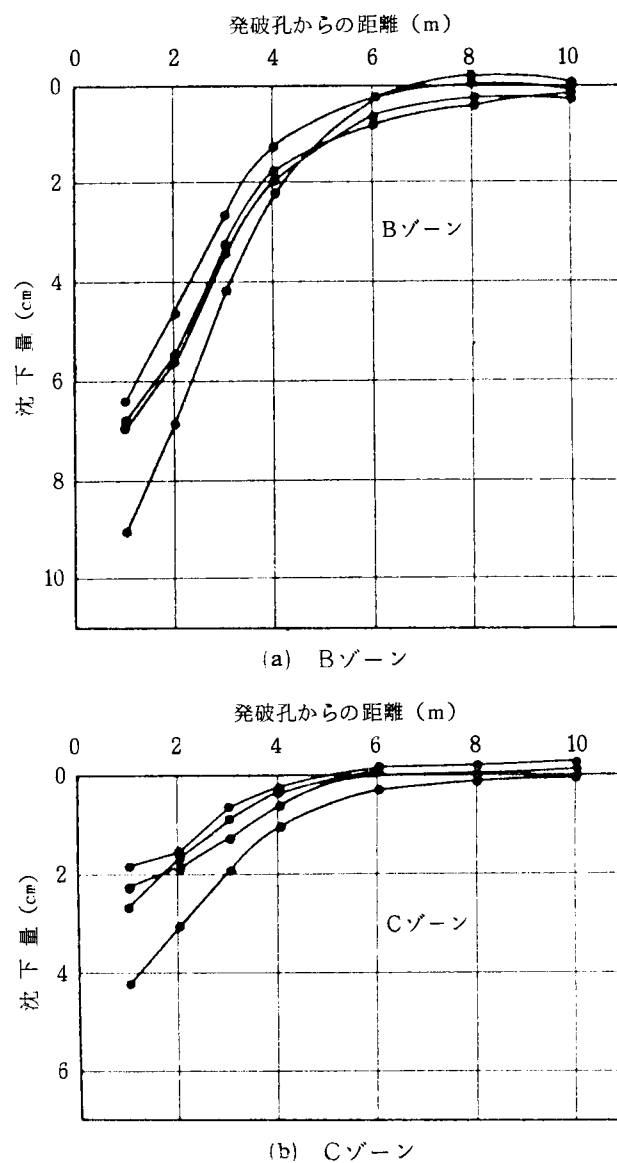


図 4.2.4 地表面沈下量の測定結果

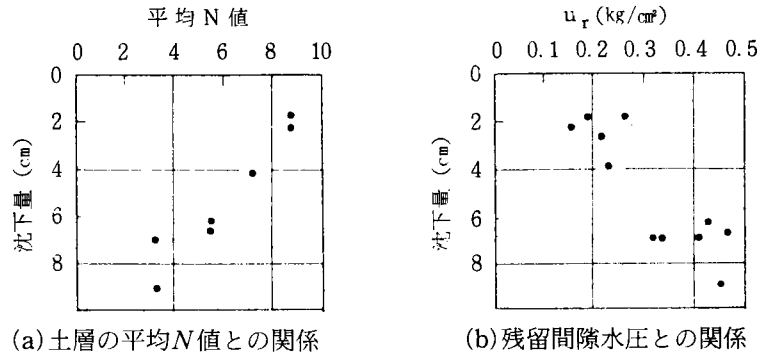


図 4.2.5 地表面沈下量の特徴

#### 4-2-2 くい打振動法(5,10)

この方法は石原ら(9)によって始められたものであり、実大規模のくい( $\phi$  250~400 mm 程度)又は矢板をパイプロハンマーで砂地盤に打込むときに周辺地盤で生ずる加速度と間隙水圧を測定し液状化特性を調べるものである。この方法は、国内において 10 数例の実施例がある。筆者らも、新しい人工埋立地において締固めのサンドコンパクションパイル施工時の振動を用いて同様の実験を実施したことがある。結果は省略するが、このような方法によって、未改良地盤と改良地盤の明らかな差を見ることができる(10)。

#### 4-2-3 振動式コーン貫入試験法(11,12,13)

##### (1) 機械の概要

これは、代表的な静的貫入試験装置の一つであるオランダ式コーン貫入試験機(ダッチコーン)の貫入コーンにコンクリート締固めに用いられる電気式棒状高周波バイブレータを封入し、それにより振動载荷を付加して静的貫入を行うことができる試験装置である。この振動载荷が地盤に与える作用は、むしろ地震動と同様の効果を与えるものではなく、また、その影響範囲も貫入コーンの周辺の局所的な範囲に限られるものであるが、地盤に与えられる振動はコーン周辺地盤の構造を崩壊させ、地下水位以下においてはコーン周辺地盤中に過剰間隙水圧を生じ、結果として生ずる地盤の強度低下によって一般に振動载荷を行わないときの貫入抵抗よりも低い貫入抵抗が得られる。この原理を逆に用いて、振動貫入時の貫入抵抗又は静的貫入時からの貫入抵抗の低下度合から、地盤の液状化し易さを評価する事ができると考えた。

この貫入試験機とある意味では類似し、かつ、はるかに大規模な方式によって、砂質地盤の液状化特性を調べる方法が、4-2-2 で述べたくい打ち振動法である。くい打ち振動法では実大規模のくいをパイプロハンマーで砂地盤に打ち込み、周辺地盤における鉛直加速度と間隙水圧を測定する。加速度及び間隙水圧の測定はくい心から 1 m の所で行っているものが多い。このようなくい打ち振動法の場合、くいに近い所での加速度・間隙水圧は、くい心から 1 m の所のものよりさらに大きい値となる。今回開発した振動式貫入試験機では、貫入コーンからある程度離れたところの地盤性状には影響されない貫入抵抗等に注目するものである。加振源はくい打ち法の場合よりはるかに小さいものとなる。さらに、くい打ち法では、载荷振動は一種の荷重制御方式をとっており、したがって、実際には貫入速度が地盤の強度に依存して変化するものと思われるが、それには直接注目せず、貫入クイ周辺の地盤の加速度・間隙水圧の関係に注目している。逆に筆者

らが開発した振動式コーン貫入試験法では、貫入は変位制御で行われ、そのときに変動する貫入荷重に注目し、地盤での加速度・間隙水圧は隠れた因子として考えていることになるという違いがある。

## (2) 貫入装置及び貫入コーン

上に述べたように、この試験機の貫入装置はダッチコーン(2 ton 型)と同じである。貫入コーンは図 4.2.6 に示すとおりであり、電動式の回転子(モータ)及びそれに連結された不平衡マスである振動体を封入している点が新しい点である。この振動体は軸中心に回転しながら、半径方向外側に向かって遠心力を作用するものであるから、コーン全体としては偏心回転運動をする。

## (3) 現地試験から得られた貫入抵抗値と液状化強度の関係

この試験機による貫入抵抗測定結果は図 4.2.7(a)のようなものであるが、振動貫入に伴う貫入抵抗の度合を表すために次式で定義される貫入抵抗低下度  $D$  を導入する。

$$D = \frac{q_{cs} - q_{cv}}{q_{cs}} \quad (4.2.2)$$

ここに  $q_{cs}$  : 静的貫入抵抗,  $q_{cv}$  : 振動貫入抵抗。

この  $D$  の値を図 4.2.7(b) に示した。

振動式貫入試験結果を地盤液状化強度と対比させるため、不攪乱試料の繰返し三軸試験結果のある調査位置の近傍において実施した多くの振動貫入試験結果を整理した。その結果、 $D \sim \tau_{l20}$  の関係には鉛直有効上載圧  $\sigma_v$  の影響があるものと考え、液状化強度  $R_{l20}$  に対して次式のような実験式を導いた(13)。

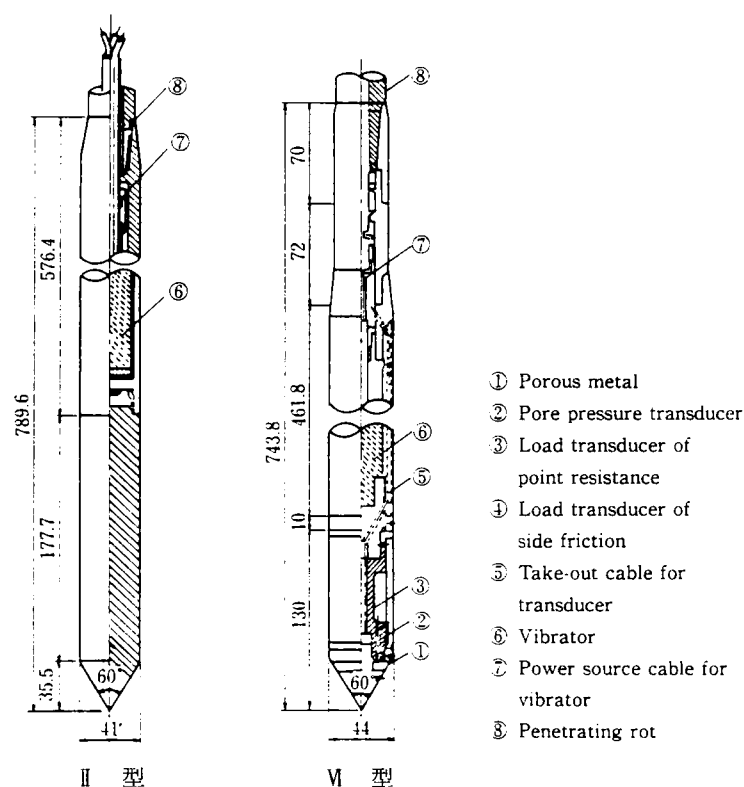


図 4.2.6 振動式貫入試験用コーン

$$R_{l20} = \left\{ 0.2 \times \sigma_v^2 \times (1-D)^2 - \frac{0.144}{\sigma_v + 0.4} + 0.3 \right\} / \sigma_v \quad (4.2.3)$$

ここに、 $\sigma_v$  = 鉛直有効上載圧 (kgf/cm<sup>2</sup>)

この式を用いて、振動貫入試験結果の  $D$  から  $R_{l20}$  を予測した結果と対応する位置で繰返し三軸試験から求

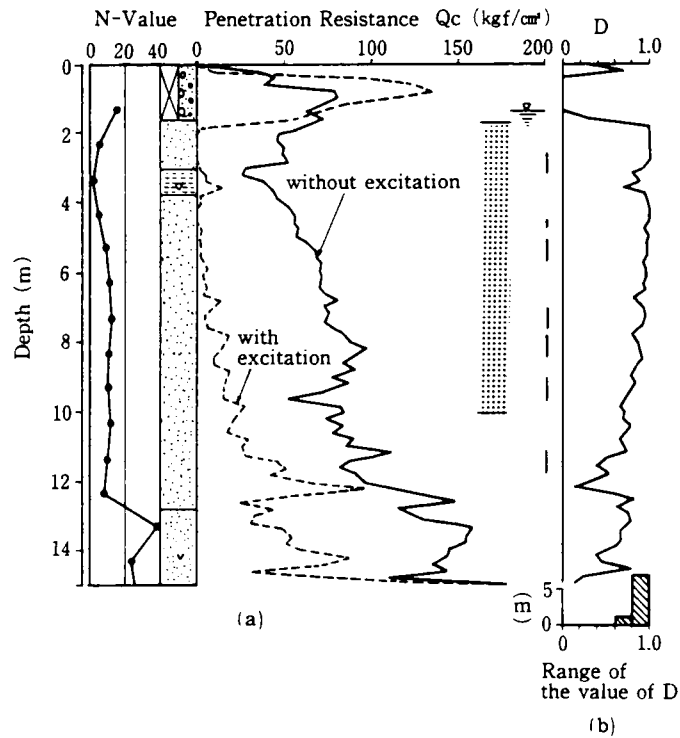


図 4.2.7 振動式貫入試験結果例

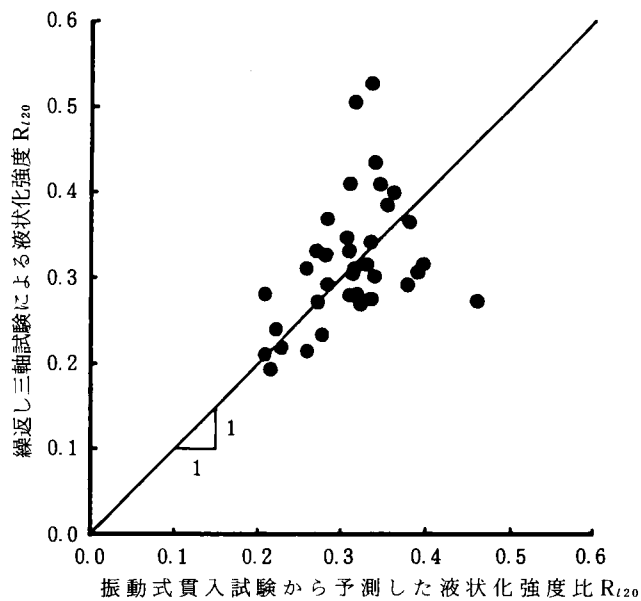


図 4.2.8 振動式貫入試験から予測した液状化強度比  $R_{l20}$  と繰返し三軸試験による液状化強度比  $R_{l20}$  の関係

めた  $R_{120}$  の比較を図 4.2.8 に示す。この関係によって  $R_{120}$  の大きい所でややばらつきが大きいものの、予測値と実測値の間にはある程度の相関があり、振動貫入試験から地盤の液状化強度がある程度の精度で推定できることになる。

#### 4-2-4 大孔径サンプリング法(14,15,16)

以上に述べた試料のサンプリングを伴わない原位置試験法と並んで、原位置から試料の構造を可能な限り乱さないでサンプリングを行い室内試験を行う方法も、追求されるべき方法である。このような目的のために、石原らは大孔径サンプリングを(17)、吉見らは凍結サンプリングを(18)開発している。筆者は、この大孔径サンプリング法を新潟地震において液状化の生じたことがほぼ明らかな 2 箇所において用いて、地盤の液状化強度を調べたことがある。調査箇所は、新潟県阿賀野川右岸胡桃山地先高水敷(14)及び新潟市川岸町(15,16)である。後者の調査結果については若干の解析も行ったが、ここでは、主としてこの調査の過程で明らかになった調査手法の観点からの特徴を述べる。

まず、両地点に共通的な条件として、川岸町での特定の一部の深度の試料を除いて、細粒分の少ないきれいな砂地盤であることが挙げられる。又、試料採取深度の  $N$  値はおおむね 10 以下である。

- 1) 川岸町地盤においては、 $N$  値とダッチコーンによる  $q_c$  の測定とを行った。両者の全体的な傾向は似ているが、例えば Meyerhof の言う  $q_c=4N$  のような一義的関係があるわけではない。特に、深さ 17~19 m にかけて  $N$  値が極端に低かったが、これはボーリング孔底のボーリング現象によるものと考えられた。これは、ボーリング孔を必要とする標準貫入試験に伴う 1 つの問題点である。
- 2) 大孔径サンプリングを含む各種サンプリング試料に対する単位体積重量を比較すると、レイモンドサンプラーの密度は大孔径サンプラーのものと大差はなかった。
- 3) 不攪乱試料と攪乱試料の液状化強度の比較は、例えば図 4.2.9 に示したようなものであり、一般に不攪乱試料の液状化強度は攪乱試料のものより 1~2 割高い値が得られるが、それほど大きい差ではない。
- 4) その一方、図 4.2.10 に示した不攪乱及び攪乱試料に対する応力~ひずみ関係には顕著な差が見られる。すなわち、この図において、不攪乱試料にはひずみの発生に異方性が見られ、伸長側に比べ圧縮側のひずみは小さいのに対し、攪乱試料においては、等方的にひずみが発生している。これは、不攪乱試料においては砂の推積過程における構造の異方性の影響が保存されているものと考えられる。

以上のような大孔径サンプリングを実施する過程において、従来の標準貫入試験等の問題点も合わせて以下のような事項が明らかにされた。

- 1) 今回のように細粒分の少ない試料においては、不攪乱試料の液状化強度は攪乱試料のそれよりやや大きいものの余り差はない。
- 2) 不攪乱試料には推積過程に起因する構造上の異方性があり、繰返し三軸において圧縮・伸長両過程において顕著な差が見られた。
- 3) 標準貫入試験においては地下水圧によるボーリング孔内の乱れを抑えることが必要である。

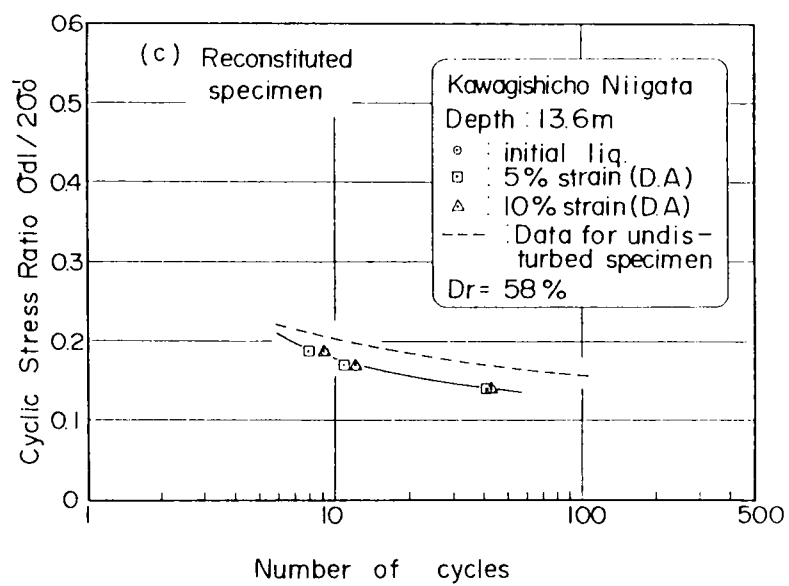
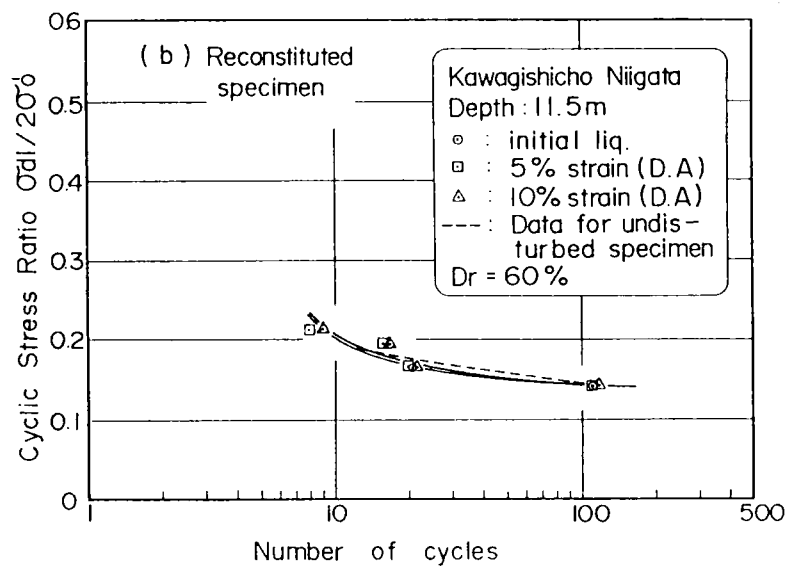
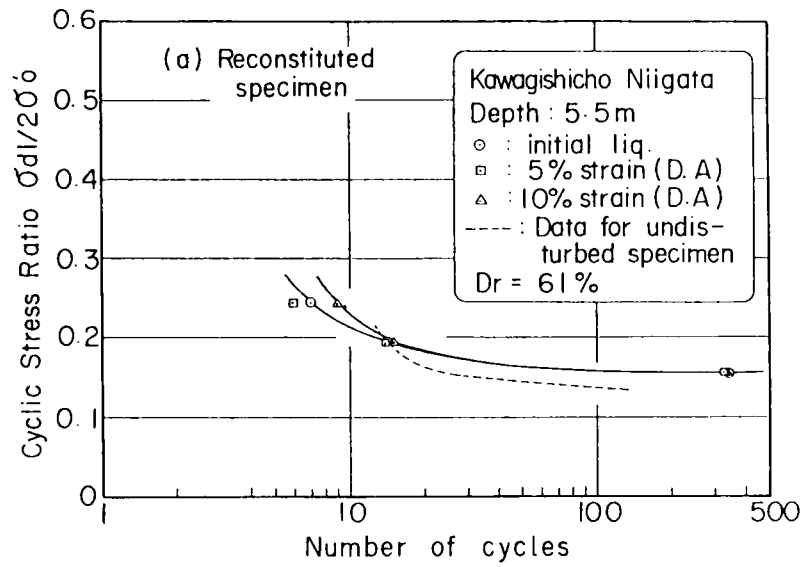


図 4.2.9 不攪乱試料と攪乱試料の液化化強度の比較

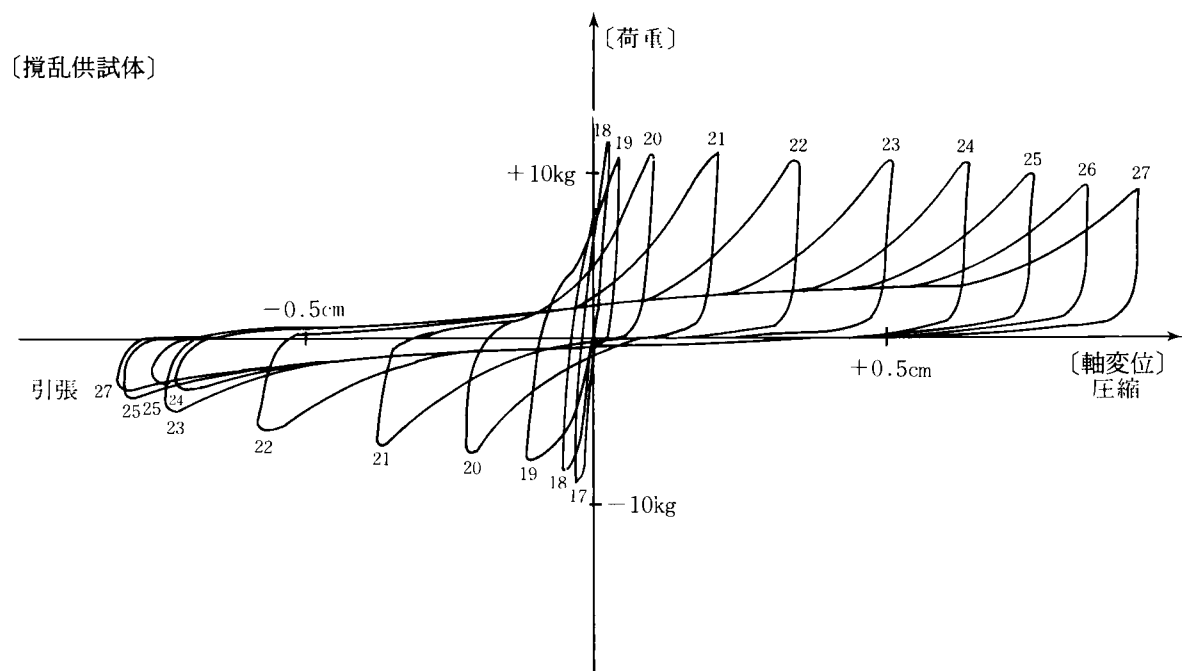
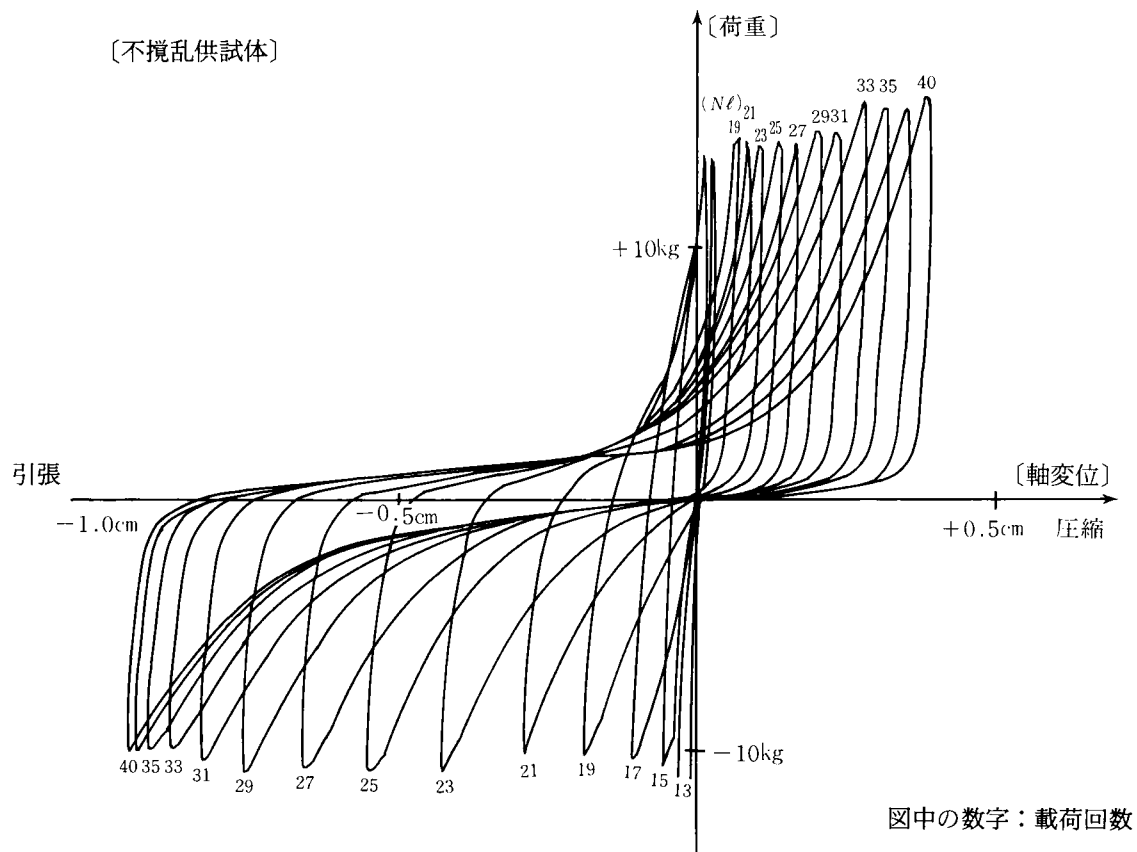


図 4.2.10 不撓乱試料と撓乱試料の荷重軸変位関係

#### 4-2-5 改良地盤の調査法としての標準貫入試験(19)

##### (1) 背景

砂地盤の液状化判定に標準貫入試験が多用されている。このような方法の一つに道路橋示方書の方法がある。この方法において、地盤の液状化強度  $R$  は以下のように与えられる。

$$R = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_t \quad (4.2.4)$$

ここに、 $C_1 = \frac{1+2K_0}{3}$ 、 $C_2, C_3, C_4, C_5$  は各種の係数

$$R_t = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} + DR_t \quad (4.2.5)$$

ここに、 $\sigma_v'$  = 鉛直有効上載圧 (1 kgf/cm<sup>2</sup>)

右辺第1項は見かけの相対密度に関連する強度であり、 $DR_t$  は  $D_{50}$  に依存する補正項である。自然地盤等で  $K_0 = 0.5$  として、 $C_1 \sim C_5$  の係数を既往のデータから定めると、次式が得られる。

$$R \doteq R_t = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} + DR_t \quad (4.2.6)$$

これが道路橋示方書において実用的に用いられている式である。この液状化強度  $R$  に対して、地震時外力が大きく液状化のある場合には、サンドコンパクションパイル等で地盤を締固めることがある。本来、(4.2.6)式は自然地盤における  $K_0 = 0.5$  を用いたものであるから、改良地盤に対しては適用すべきではないと考えられるが、実際には、締固めにより  $N$  値が  $\Delta N$  だけ増加して  $N + \Delta N$  になった場合にもこの式をそのまま用いて増加した液状化強度  $R + \Delta R$  を推定することがしばしば行われている。すなわち、

$$R + \Delta R = 0.0882 \sqrt{\frac{N + \Delta N}{\sigma_v' + 0.7}} + DR_t \quad (a)$$

この方法は、締固めによる  $N$  値増加は密度の増加によるものと考えていることになる。その一方、サンドコンパクションによっては、密度増加はそれほど大きなものではなく (5-3 参照)、むしろ水平土圧係数が増加することにより  $N$  値の増加が生ずるという報告がある (20)。

このことをより直接的に確かめ、締固めによる改良地盤の動的強度を標準貫入試験から推定する合理的な方法を提案することを検討した (19)。

##### (2) 試験方法

試験に用いた土槽は、図 4.2.11 に示す三軸土槽であり、ペロフラムシリンダーを用いて軸力を制御することにより種々の異方圧密状態を可能としている。用いた試料は豊浦砂である。供試体の相対密度  $D_r$  としては、45, 65, 90% の 3 種類を目標とし、乾燥砂を用いて、45% に相当するものは多重ふるい法により、また



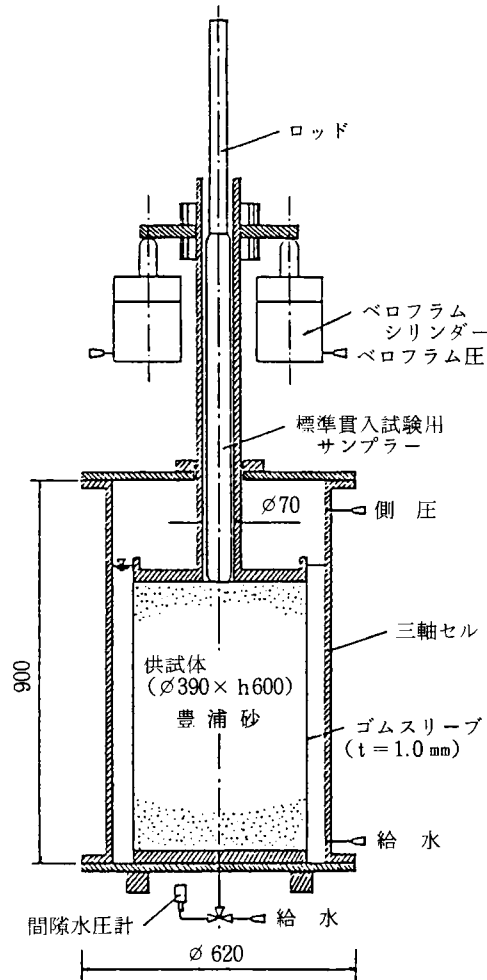


図 4.2.11 貫入試験装置

65, 90%に相当するものは円形タンパーを取り付けた電動ハンマ（1400 rpm）を用いて締固め時間を変えて作成した。作成した供試体は、 $0.3 \text{ kgf/cm}^2$  の負圧で自立させ、この状態を初期状態とした。供試体を飽和させる試験では、 $0.3 \text{ kgf/cm}^2$  の等方圧を作用させた状態で底版下部より給水し、加圧後のキャップ円筒部の水位差より圧密度を求めた。有効上載圧  $\sigma_v'$ 、有効側方圧  $\sigma_h'$  は  $0.5 \sim 2.0 \text{ kgf/cm}^2$  の範囲に、 $K_0$  値は  $0.5 \sim 2.0$  の範囲にある。

動的貫入試験は、標準貫入試験用器具を用いて実施したが、予備打ちは 5 cm、本打ちは 30 cm を越えるまでとした。また、重錘落下法はトンビ法である。

### (3) 試験結果

図 4.2.12 に、乾燥状態の No.1～30 の全ての試験に対する  $N$  値と  $\sigma_v'$  の関係を示すが、 $N$  値と  $\sigma_v'$  との相関はあまり良くない。図 4.2.12 に示したデータのうち、 $K_0=1.0$  に限定した場合の  $N$  値と  $\sigma_v'$  の関係を図 4.2.13 に示す。この場合、 $N$  値と  $\sigma_v'$  はよい相関を示し、 $K_0$  が一定の場合には、 $N$  値と  $\sigma_v'$  から  $D_r$  を推定することは可能と思われる。また、図 4.2.14 に  $\sigma_v'$  を  $1.0 \text{ kgf/cm}^2$  とした場合の  $N$  値の関係を示す。図より、ほぼ同一の相対密度であって  $K_0$  値が増加するとき  $N$  値も増加し、その相関も非常によいことがわかる。このことは、 $N$  値から  $D_r$  を推定する場合、 $K_0$  値も考慮する必要があることを示している。そこで、

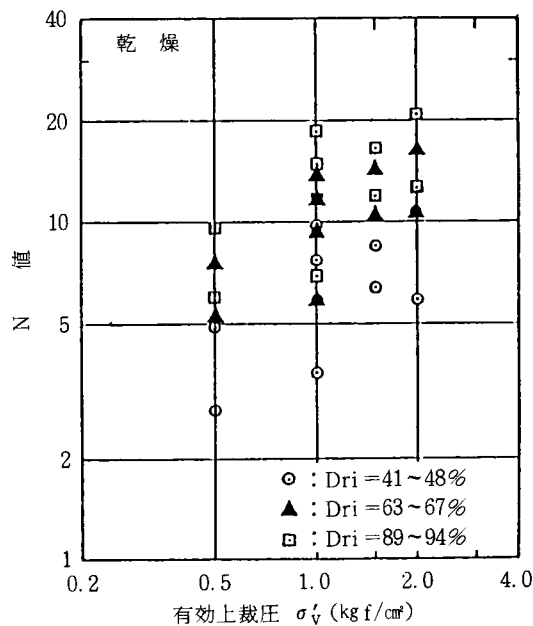


図 4.2.12  $N$  値と  $\sigma'_v$  の関係 (全データ)

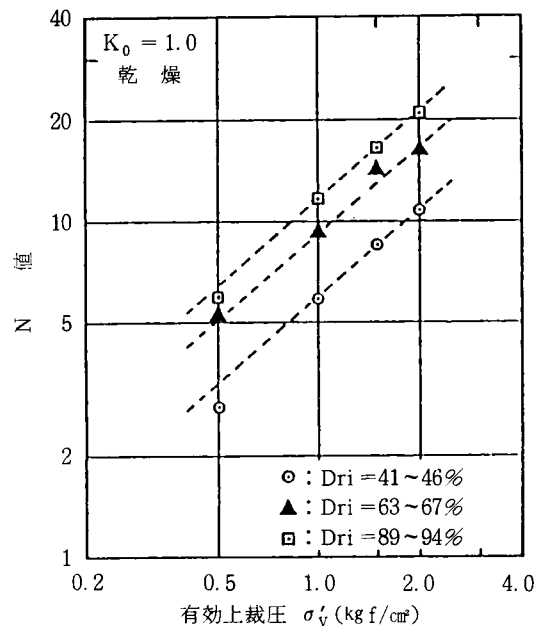


図 4.2.13  $N$  値と  $\sigma'_v$  の関係 ( $K=1$ )

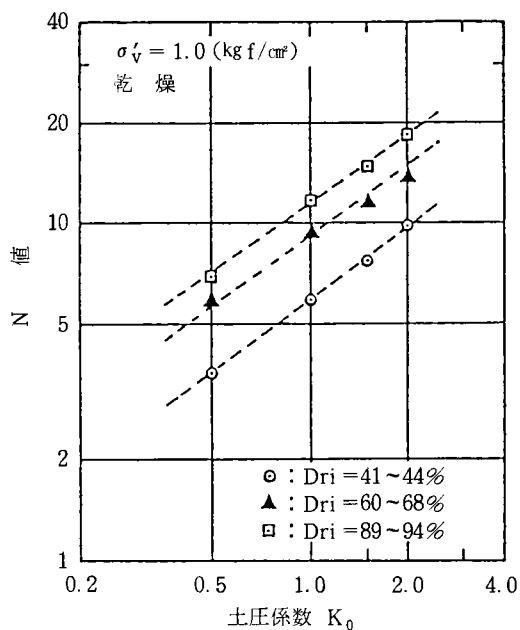


図 4.2.14  $N$  値と  $K$  値の関係 ( $\sigma'_v = 1 \text{ kgf/cm}^2$ )

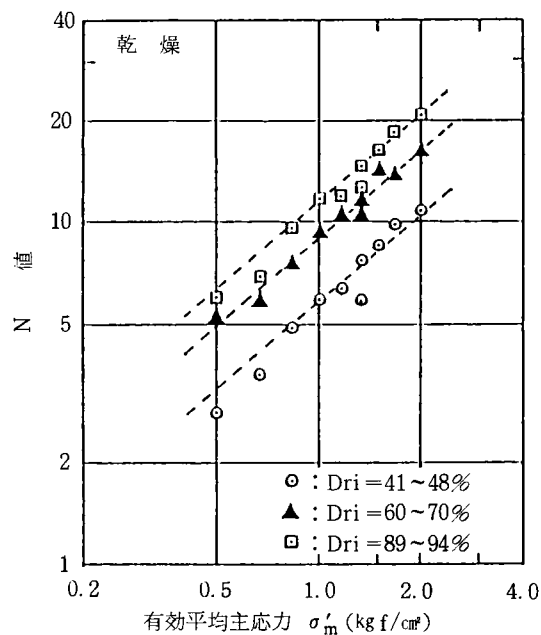


図 4.2.15  $N$  値と  $\sigma'_m$  の関係

No.1~30 のデータに対し  $N$  値と有効平均主応力  $\sigma'_m$  の関係を示したのが図 4.2.15 である。この図より、 $K_0$  値が 0.5~2.0 と幅を持つ場合でも、 $\sigma'_m$  を用いることにより  $N$  値からほぼ  $D_r$  を推定することが可能になると思われる。ただし、もう少し詳しく見ると、 $\sigma'_m$  が同じ場合でも、 $K_0$  値が小さい方が  $N$  値も少し小さくなっており、 $K_0 < 1$  の場合の試験結果は図中に示した点線より下方に位置している。次に、乾燥状態と飽和状態の比較を図 4.2.16 に示す。密な砂の場合には飽和砂の方が  $N$  値は高く、緩い砂の場合には逆に乾燥砂の方が  $N$  値は高くなる傾向が認められる。これは、砂のダイレタンシー特性によるものであると思わ

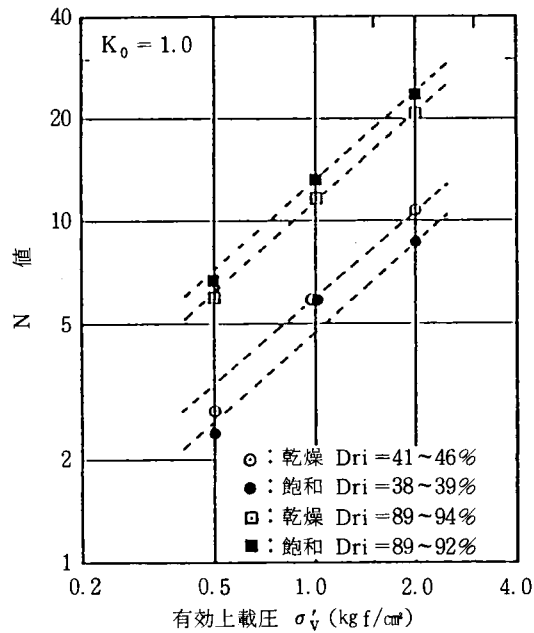


図 4.2.16 飽和砂と乾燥砂の比較

れ、飽和砂に対して底版下部で計測した打撃時の過剰間隙水圧は、密な砂では負の水圧が、緩い砂では正の水圧が支配的であった。本試験では、境界条件や供試体の大きさなど、必ずしも原位置での標準貫入試験に対応しているとは言えない面もあるが、次の点が結論づけられる。

埋立て地盤や沖積地盤のように、 $K_0$  値がほぼ一定と考えられる場合には  $N$  値と  $\sigma'_v$  から  $D_r$  を推定することは可能であるが、締固めた地盤のように  $K_0$  値が変化する場合には、 $N$  値と  $\sigma'_m$  が  $D_r$  を推定するうえでのよい指標となる。

#### (4) 標準貫入試験から改良地盤の液状化強度を推定する方法

図 4.2.15 から

$$\log N = A \cdot \log \sigma'_m + B \quad (b)$$

と表す。ここに、 $A \div 1$ 、 $B$  は  $D_r$  の関数。

締固めによって水平応力が増加するものとして、また、密度増加を無視すると、(b)式から次式を得る。

$$\frac{\sigma'_m + \Delta \sigma'_m}{\sigma'_m} = \frac{N + \Delta N}{N} \quad (c)$$

したがって液状化強度が平均主応力に比例する(21)と考えると、液状化強度と  $N$  値の間に次の関係を得る。

$$\frac{R + \Delta R}{R} = \frac{N + \Delta N}{N} \quad (4.2.7)$$

一方、道路橋示方書の方法を機械的に適用した場合が(a)式であり、今回の試験砂については  $DR_L \div 0$  と近似すれば

$$\frac{R + \Delta R}{R} = \sqrt{\frac{N + \Delta N}{N}} \quad (4.2.8)$$

となる。

(4.2.7)式と(4.2.8)式は明らかにかなり異なった特性を持ち、(4.2.7)式の方が同一の  $N$  値増加に対して大きい液状化強度増加を与える。このことは、サンドコンパクションパイル等の締固めによる液状化強度は従来法では過小に評価し、今回の実験結果に基づけばより経済的な設計法に結びつくものとする。このような地盤内応力増加による液状化強度の増加は、前述した大孔径サンプリングにより攪乱の僅小な試料を用いても再現できるものではなく、地盤内応力を正確に測定する方法の開発が今後の課題としてあげられる。

#### 4-3 調査法のまとめ及び今後考えられるその他の方法

以上に原位置で液状化強度を求める試みのいくつかを示した。現在のところ、地盤の液状化の可能性の判定は、地盤内に生ずるせん断応力とそれと同じ単位で表した液状化強度の可能性の比較によってなされる。この意味において、定量的に液状化強度を求め得た方法は、大孔径サンプリングによったもののみである。そして、その他の発破振動法、くい打ち振動法は、いずれも  $N$  値との関係において、それぞれの方法において導入した諸指標が、 $N$  値と同様の性格を有していることの確認に終わっていると言わざるを得ない。これらの方法が、どれも地盤の相対的な液状化強度の比較に有効であるとは言えようが、上に述べた意味において定量的な液状化強度を求める方法たり得るには未だデータの集積は十分とは言えない。そのために有効・必要な手段としては、現在多用されている  $N$  値を用いた方法がとってきたように、個々の指標と不攪乱試料を用いた液状化強度の相関関係を用いる方法がある。このような方向を目指した整理をしたものが振動式貫入試験の例である。又、それを補完する方法として、例えば、発破振動法について行ったように、それぞれの原位置試験法において生ずる地盤内の応力状態との関係を適確に把握する方法があり得る。くい打ち振動法についても、波動理論による解析が可能であろう。より簡易には、一つのボーリング孔内底面に重錘等で衝撃を与えることにより近傍の地盤にせん断波を生じさせ、それによる間隙水圧の値を測定する方法も考えられる。他の方法は、Torstensson 等(22)によって行われたように、静的コーン貫入を行うときにコーン周辺地盤に生ずる間隙水圧を測定するものである。これらの方法は、一回の繰返しせん断応力又は一方向のせん断応力を与えたときの地盤の間隙水圧を求めるものである。なお、近年原位置における液状化判定を静的コーン貫入抵抗値から行う方法が急速に興味を引き、いくつかの成果が既に報告されつつある(23,24)。

## 第5章 液状化性地盤の対策に関する研究

### 5-1 ま え が き

第1, 2, 3章において、砂地盤の液状化が、構造物、土構造物に多大な被害を生ずることを見てきた。液状化が構造物に被害を生ずる原因は、液状化に伴う地盤中の過剰間隙水圧の増加、変形性の増加である。この二つは、液状化の特性として区別して考えることがよい。ここでは前者を地盤の液状化、後者を地盤の流動化と呼ぶことにする。

液状化・流動化が予測される地盤において構造物を建設する場合にとりうる対策工法は次の三つに大別できるであろう。第一は、液状化が生じた場合にも構造物が安全であるように、構造物又はその基礎を十分な強度のものにする方法であり、具体的な例としては橋梁の基礎を液状化に伴う地盤の軟化を考慮して設計するような方法(1)である。第二は、地盤に液状化が生じないように地盤の改良・対策を行うものである。盛土のような土構造物に対して適用される工法は、主としてこの方法に属する。言うまでもなく、盛土等の支持基盤は地盤そのものであり、それ自体が液状化する場合には、構造物そのものが存立し得ないのが普通である。第三は、地盤に液状化が生じて、流動化をしないようにして、地盤の変形を拘束し、構造物の安定化を図るものである。この地盤の液状化を許容しながらも地盤の流動化を防止する方法の典型的な例は、国鉄（当時）が多くの大型振動台実験を実施してきたタイロッド・矢板式工法(2)である。この方法は現実に施工されているが、未だ実地震の洗礼は受けていない。

このような液状化防止のための対策工についてはその効果を踏まえ、既にまとめたことがある(3,4,5)。最近の知見も含めると、液状化に対する対策工法は表5.1.1のようにまとめられる。このような工法を実際に適用する上で次のような事項を考慮する必要がある。

- ・対象構造物が新設か既設か
- ・構造物の規模
- ・作業空間や周辺環境等の施工性

表 5.1.1 液状化対策の分類

分 類	原 理	対 策	備 考
液状化発生の防止のための対策	液状化抵抗の増大	置 換	経済性が問題
		安 定 処 理	//
		締 固 め	騒音・振動・既設構造物への影響が問題
		グラベルドレーン	既設構造物にも適用可
		地下水位低下	周辺への影響が問題
		盛 土	経済性が問題、入力も増大
液状化発生を前提とした対策	振動変形拘束	地中壁・矢板	
	側方流動防止		
	不等沈下防止・軽減	杭 基 礎	水平抵抗の評価・保持などが問題
		べた基礎	軽量構造物に有効

## ・効果と工費

既往の工法の中で、信頼性の高い工法として用いられてきたのは各種の締固め工法である。この工法による効果は、既に 1-2 で紹介したいくつかの実例で確かめられている。しかし、この工法は、基本的には、新設構造物を対象として、周辺において施工中の振動や騒音が問題とならない場合にのみ適用可能なものである。したがって、環境対策上使用可能で、かつ既設構造物に対しても有効な工法が強く望まれている。また、最も効果が確実と考えられ、既存のデータも多い締固め工法についても大規模なプロジェクトにおいては個々の地盤において締固め効果を確認することが必要とされ、また、その締固め効果をいかに評価するか、必要かつ十分な改良範囲はどのように考えていくか等は依然として課題である。この内、評価法の合理化に関する若干の考察については、半地下構造物を対象にした実験及び解析的検討を 2-5 において試みた。

近年注目されている工法としては、液状化に伴う発生過剰間隙水圧の逸散を早め、結果として過剰間隙水圧の発生量を低下させるために、地盤中に透水性の高いレキ・砕石等のドレーン・パイルを作る工法がある。この工法は、周辺地盤の締固めを期待するものではないから、場所打ちぐいのように掘削埋戻しにより振動衝撃を生じさせないで施工することができる。この工法と同様の効果を期待した工法として、既に 2-5 において、地中構造物の周辺に砕石を埋め戻すことにより構造物の移動を軽減する工法の効果について確かめている。砕石ドレーン工法の有効性を確認するための実験的研究として、現場実験(6)、大型室内模型実験(7)の例がある。この工法の問題点としては、パイルの配置の設計法が未だ確立していないこと、排水距離が長いときに効果が低減すること、長期的に見た場合に目詰まりによるドレーン効果の低下の恐れ等がある。

その他にも、有効な液状化対策を探る様々な調査・研究が行われている(8,9)。

以下において、筆者がこれまでに行った液状化性土盤を対象としたいくつかの対策の検討例を述べる。

5-2-1 においては、ある大規模プロジェクトの検討過程で行ったサンドコンパクションによる砂地盤の締固め効果を確認する試験施工を述べる。この試験施工は、大型の室内土槽及び実際の埋立地で実施した。

5-2-2 においては、本研究の他の多くの章と同様に模型振動台実験により検討を行った対策工法の概要を述べる。

5-3 においては、以上をまとめ、今後の課題を整理する。

## 5-2 対策工の効果

### 5-2-1 サンドコンパクションパイルによる締固め効果に関する実験(10,11)

この実験は、特定の埋立砂地盤について、既往のサンドコンパクションパイル工法により、どの程度締固められるかを確認する試験施工である。対象とした地盤は、建設省土木研究所千葉支所（当時）内の大型盛土実験槽に造成した地盤及び川崎市扇島地区埋立地盤である。この工法は、この試験施工を実施した時点においても既に多くの施工実績があり、その結果としては、改良前  $N$  値と改良後  $N$  値の関係が砂圧入率をパラメータとして平均的に表されている(12)。これらの実験の主たる目的は、実用的見地から、この対象とした砂地盤において、実際に既往の予測関係に近い結果が得られるかどうかの確認であった。これについては、実測された結果が、マクロには、既往の関係に近いものであったという以外、特に記することはない。その他の目的として、このような締固めにおける機構に注目したことが挙げられる。これらのいくつかについて、

以下に述べる。

(1) 室内土槽実験(10)

実験土槽は、約 27 m×27 m×深さ 4 m であり、これに深さ 3.5 m まで山砂をポンプで吹き、地下水位面は地表面とほぼ一致させた。地盤築造に用いた山砂の粒度特性はほぼ一様なものであったが、出来上がった地盤は必ずしも均一なものでなく局部的にヘドロが堆積している部分があった。これはポンプしゅんせつの際の吹きだまりであろう。

実験の種類は表 5.2.1 のとおりである。

地盤の強度の推定はダッチコーンを主体として行ったが、一部については  $N$  値の測定も行い、平均的な関係として  $q_c=5N$  を得た。

次にダッチコーンの値を用いて代表的な関係を示す。パイル径が約 70 cm である場合のコーン貫入抵抗値のパイルからの距離による影響を図 5.2.1 に示す。一本のパイルを打設した場合の深さと貫入抵抗の増分  $\Delta q_c$  の関係を図 5.2.2 に示す。これらにより深いところほどコーン貫入抵抗値の増加が大きいこと、一本のパイルの影響範囲はこの場合約 2 m であることがわかる。次に、最初に粗い格子状の配置で改良パイルを打設しその後それらの格子間の中心位置に打設するという段階施工を行ったときのコーン貫入抵抗値の変化を図 5.2.3 に示す。パイルの打設順序は図中に示した。パイル径は約 70 cm であり、貫入抵抗の測定はパイル間の中心で行った。図 5.2.4 に段階施工による置換率  $a_s$  と  $\Delta q_c$  の関係を示す。又、これをパイルピッチと

表 5.2.1 室内土槽締固め実験の種類

パイル条件	パイル材料	調査項目	実 験 目 的
1 本	山 砂	ダッチコーン N 値 沈下杭	砂量、距離による影響
		ダッチコーン N 値 沈下杭 加速度、間隙 水圧、沈下杭	締固め時の地盤挙動
		ダッチコーン N 値 沈下杭	パイルピッチ、置換率の影響
Stage Compacion (段階施工)	山 砂	ダッチコーン N 値 沈下杭 加速度、間隙 水圧、沈下杭	締固め時の地盤挙動
材料を変えた場合	鉦 さ い	ダッチコーン N 値 沈下杭	パイル材料の影響
カラ打ち	—	ダッチコーン	振動効果と圧入効果の評価

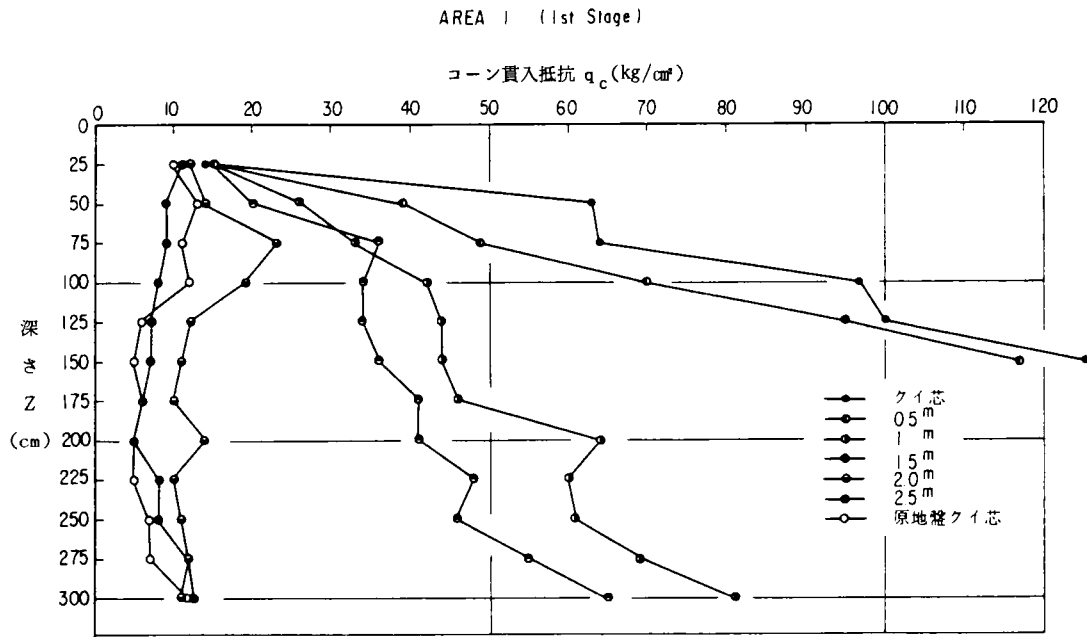


図 5.2.1 貫入抵抗とパイルからの距離の関係

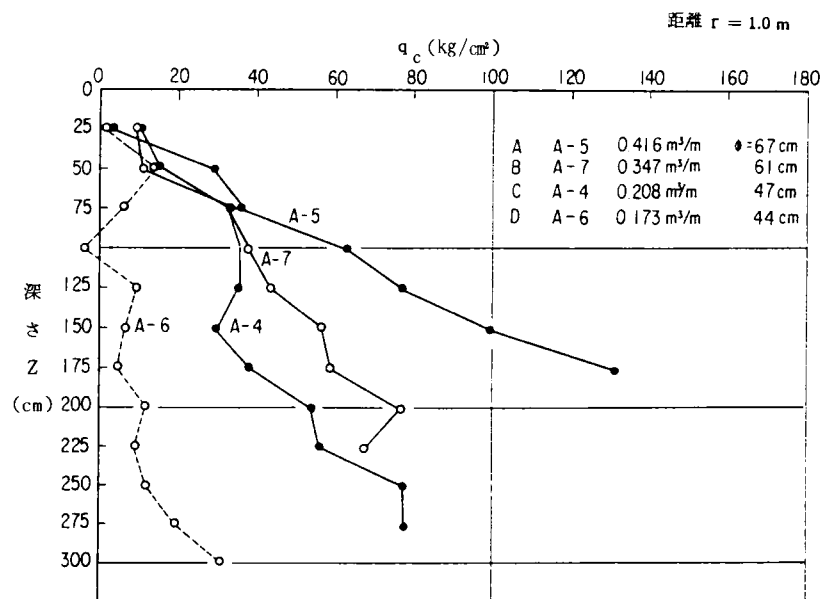
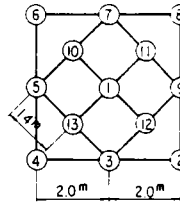


図 5.2.2 貫入抵抗の増加  $\Delta q_c$





(a) AREA 1

※丸内の番号はパイルの打設順序

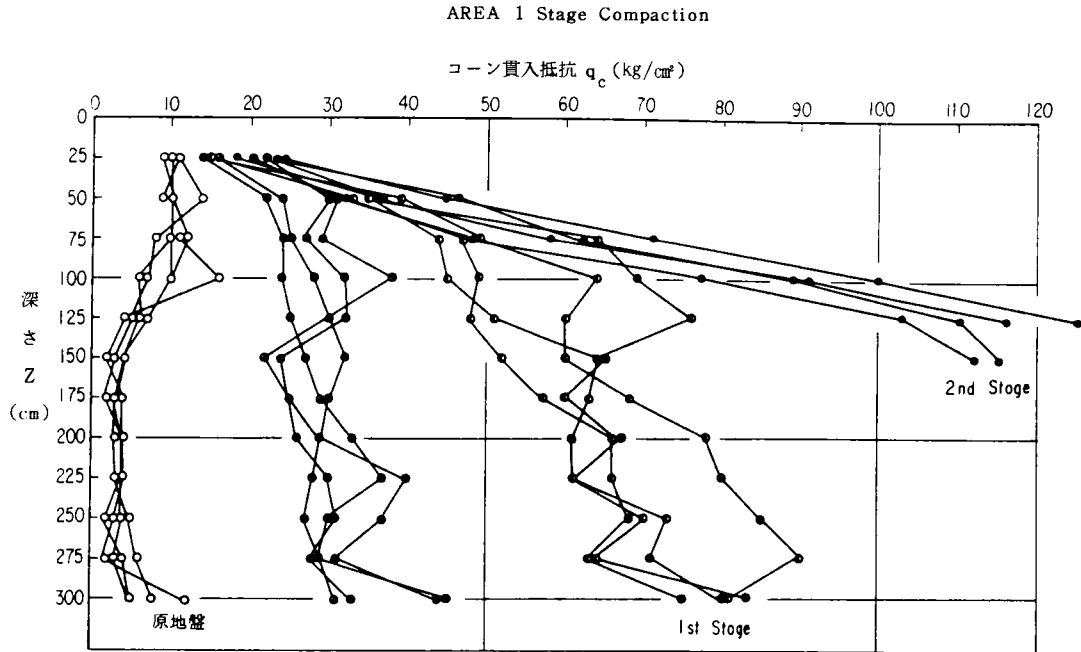


図 5.2.3 段階施工の影響

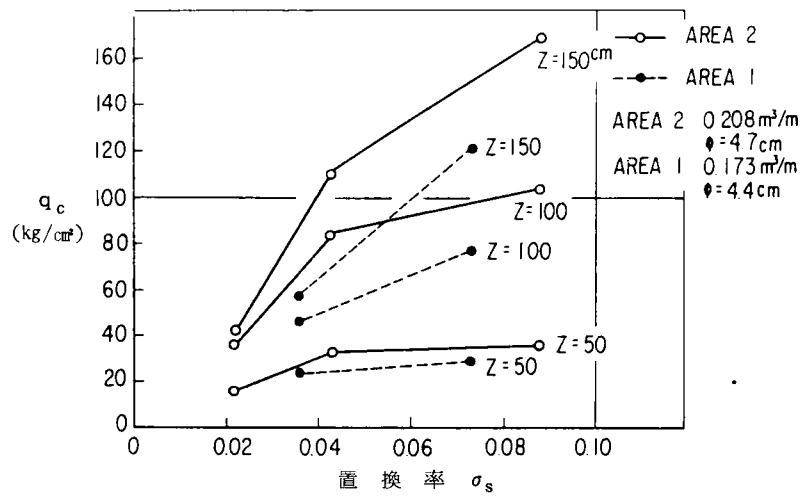


図 5.2.4 貫入抵抗の増加量  $\Delta q_c$  と置換率  $\sigma_s$  の関係

$\Delta q_c$  の関係に書き換えたものが図 5.2.5 である。パイル打設後に地表面から 30～50 cm 掘削し、コア採取により密度測定をした結果を図 5.2.6 に示す。この図から、 $\Delta q_c$  に見られたような密度の増加は見出しにくいことになる。すなわち、このような改良工法によった場合、密度測定により地盤改良効果の評価をすることは困難である。

## (2) 埋立地締固め実験(11)

採用した工法はサンドコンパクションパイル工法及び発破締固め工法であるが、ここでは前者についてのみ述べる。

改良効果は、この工法の設計チャートに見られるように、砂置換率  $as$  をパラメータとして原地盤  $N$  値と改良後  $N$  値との関係として表すことができるが、既往のデータの平均的關係に近いものであった。この結果を、図 5.2.7 に置換率と改良後の  $N$  値及び  $N$  値の増分  $\Delta N$  の関係として示す。

図 5.2.8 は細粒分含有量と  $N$  値の関係を示す。図には、中山等によってまとめられた施工実績の範囲(13)も示したが、今回のデータはほぼこの範囲内にあり、細粒分が多いほど  $N$  値で評価した改良効果は少なくなる。

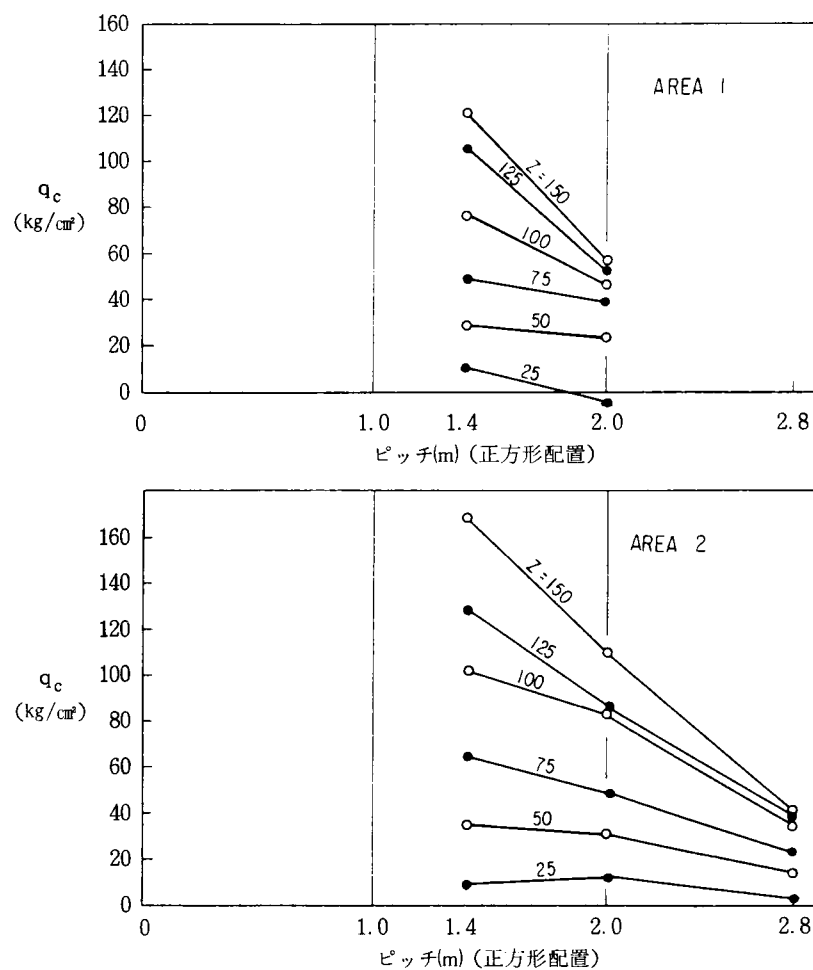


図 5.2.5 貫入抵抗の増加量  $\Delta q_c$  とパイルピッチの関係

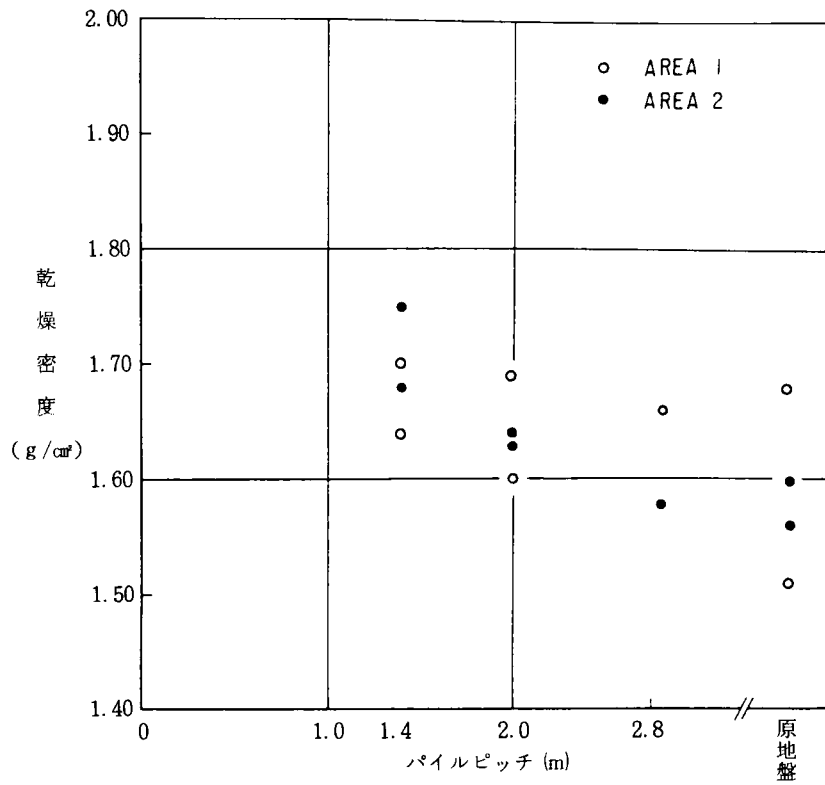


図 5.2.6 改良後の地盤密度

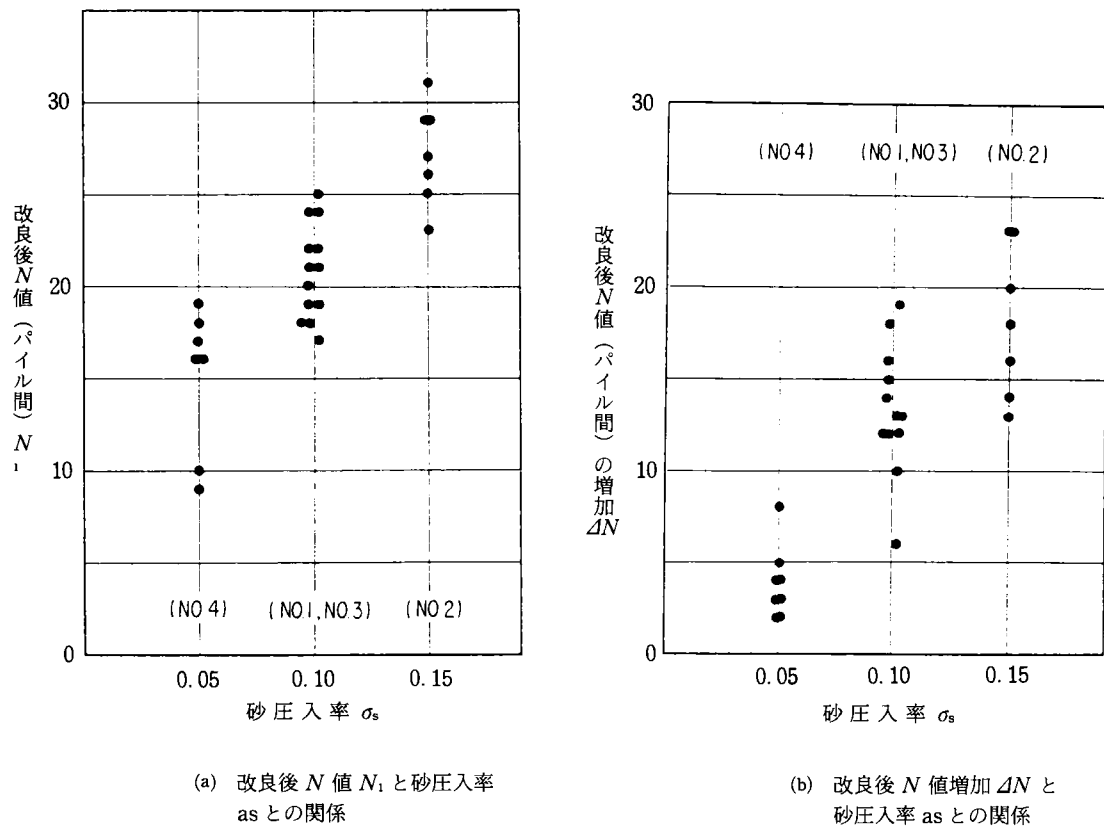


図 5.2.7 改良後  $N$  値及び増分  $\Delta N$  と砂圧入率  $a_s$  との関係

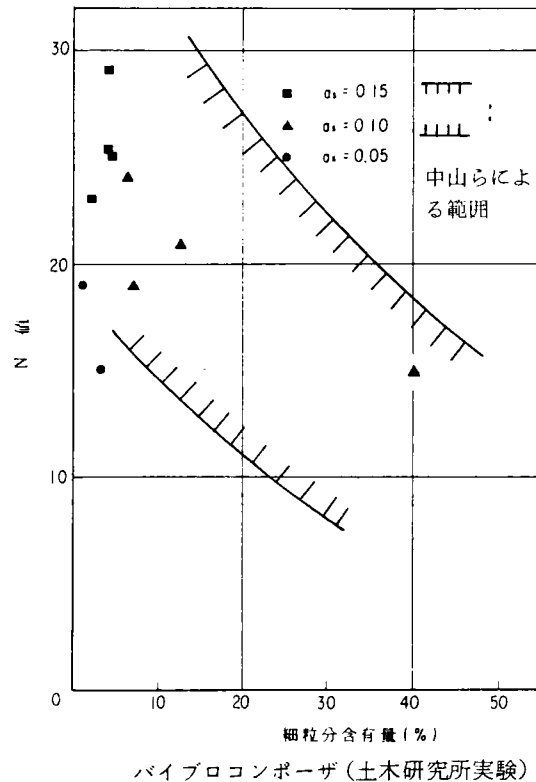


図 5.2.8 細粒分含有量と  $N$  値の関係

### 5-2-2 模型振動台実験による液状化対策の効果の検討

液状化対策としては様々な方法があるが、研究的に模型振動台実験によって検討したものは以下のものである。

#### 1) 軽量地中・半地下構造物に対する安定化対策

- ・ドレーン工法
- ・締固め工法
- ・固化工法

#### 2) 盛土に対する安定化対策

- ・固化工法

これらの一部は既に前章までに記述してあるので、それらは極く概略を述べるにどめ、ここでは、主としてこれまでに述べていない固化工法（固化処理壁）の効果について述べる。

#### (1) ドレーンによる地中構造物の安定化対策

2-5-3 において、地中構造物周辺に碎石によるドレーンを設けると、浮上かりを軽減できることを示した。

#### (2) 締固めによる半地下構造物の安定化対策

2-5-5 において半地下構造物の液状化時浮上かり軽減のために、構造物側方に液状化のしない改良部を設けることが有用であることを示した。

#### (3) 固化処理壁による半地下構造物の安定化対策(14,15)

(2)の結果から、構造物側方の改良体を締固め砂よりもさらに剛性の高い固化処理壁体を作ることにより有

効に働くことが容易に予測される。固化工法により液状化防止をはかる試みはまだ僅少であるが、以下のようない見地に立ち研究を行ったものである。

- (i) 地震時に安定が問題となる地盤は必ずしも均一な砂層のみでなく、粘性土やシルト層をはさむことも多い。固化処理工法（深層混合処理工法等）は、粘性土層の安定性向上に効果があること既に一般に認められてきている。
- (ii) 既設構造物近傍や都市近郊では締固め工法は施工時の振動・騒音や既設構造物への影響（地盤変位による土圧等）等の制限から実施し難い場合がある。固化処理工法は、そのような点で締固め工法より有利である。

以上のことから、固化工法の効果検証のための研究を行ったわけであるが、その施工方法として、液状化対象層を全面改良さらには、構造物を支持する構造物直下の地盤を改良すればその効果が確実であることは言うまでもないが、前者は高価なものになること、後者は既設構造物へ適用し難いこと等の問題点があることから、既設構造物を念頭において構造物側方を改良することによって液状化対策とすることを研究対象とした。

なお、固化処理工法として深層混合処理工法を想定した場合、改良体の形態としては、杭状、壁状、格子状、ブロック状が用いられる。しかし、杭状や壁状のように未改良部分（この場合、液状化砂層）が開放されている場合、その部分が大きな変形を示す可能性が高く、この場合の改良形態としては適切ではなかろう。本研究においては、改良形態は格子状又はブロック状を想定している。格子状改良の場合、格子内部には本改良部分が残存するが、格子を形成する改良壁体が十分な強度を有するように施工すれば、未改良部がたとえ液状化したとしても、それらは安定に対して致命的なものとはならないと考える。又、格子状の改良において格子間隔をある程度狭くすることによって、格子内部の地盤の変形が拘束され、液状化が抑制される。

### 1) 模型とその製作法

半地下構造物の耐震対策を対象とした実験は、図 5.2.9 に示すように、改良壁の幅を 4 cm と 28 cm に変えた模型について行った。

模型地盤は砂地盤と支持層の二層とし、砂地盤は豊浦砂を用い、支持地盤は 6 号、7 号碎石と豊浦砂との混合砂レキを締固めて作製した。砂地盤の基本的製作には 2-3-7 に述べた小型盛土実験の場合と同じく、乾燥砂を空中落下後、気相の炭酸ガスにより置換、その後、脱気水注水により飽和状態とするという方法をとった。地盤密度は、H-1 模型で  $D_r \approx 77\%$ 、H-2 模型で  $D_r \approx 70\%$  であった。

半地下構造物模型はアクリル性の函体で、全重量を地中部体積で除した見かけの単位体積重量が  $1.5 \text{ gf/cm}^3$  となるように重量調整をした。

固化改良壁は、軽量コンクリートで作成し、構造物模型の両側に設置した。

### 2) 加振条件

実験は、結果が比較しやすいように H-1、H-2 の両模型を同時に振動台に載せて加振した。加振条件は表 5.2.2 に示すようである。

### 3) 実験結果

H-1 模型、H-2 模型における最大過剰間隙水圧、ならびに完全液状化に至るまでの繰返し回数の分布の

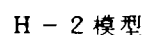
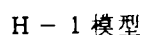


図 5.2.9 半地下構造物と固化処理壁模型

表 5.2.2 加振条件 (半地下構造物実験)

(b) 加振ステップ一覧表

代表例として、149 gal 加振時の結果を図 5.2.10, 5.2.11 に示す。

改良幅の違い（H-1 模型は改良幅 4 cm，H-2 模型は改良幅 28 cm）に注目する。構造物底部に作用する水圧（P-2～P-4），ならびに改良体に囲まれた構造物模型直下の水圧（P-5）の値が，H-2 模型では H-1 模型の 0.7～0.8 倍であり，改良幅が広いことにより過剰間隙水圧は小さくなったと考えることができる。ま

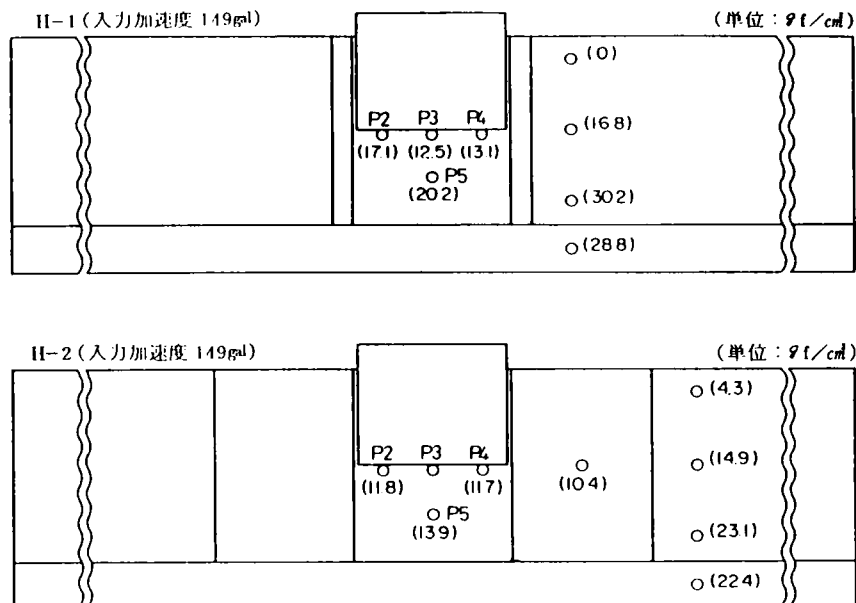


図 5.2.10 最大過剰間隙水圧の分布

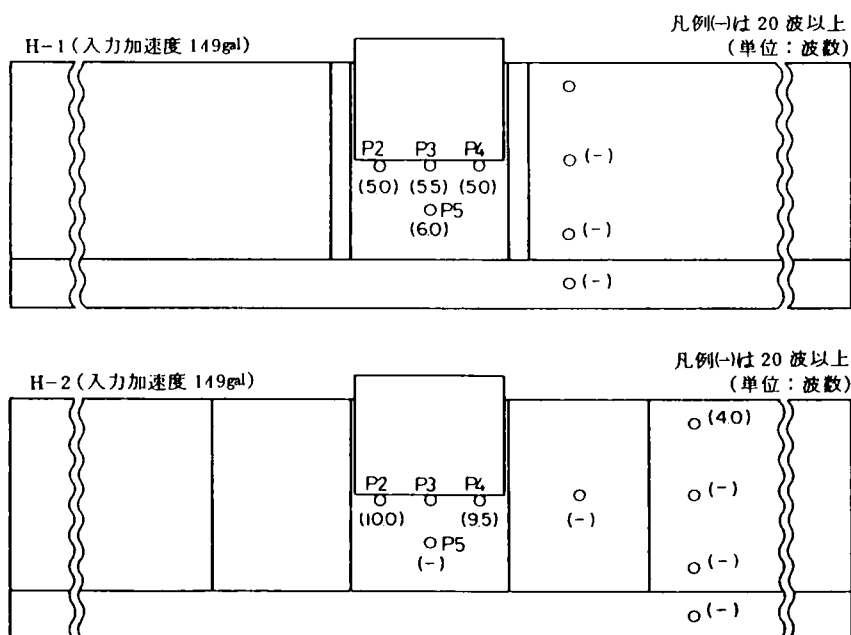


図 5.2.11 液状化に至る繰返し回数の分布

た完全液状化に至るまでの繰返し回数についても、H-2 模型は H-1 模型の 2 倍程度の回数を示しており、過剰間隙水圧の上昇が遅くなっている。

このような側方改良の効果は、構造物の浮上がりについて、無改良の場合と比較すると顕著である。149 gal 加振時において、H-1 模型 H-2 模型とも 1 mm 程度の浮上がり量しか生じておらず、無改良の場合(模型図等詳細は省略)の同程度の加振において構造物の浮上がりが 26 mm あったことに比べて被害が格段に低減されたことを示している。このことは、側方改良によっても構造物直下の過剰間隙水圧の発生は防止できなかったが、浮上がりは低減できたことを意味している。これは、改良体が剛性が高く、かつ止水性があるために、

構造物の浮上がりに必要な周辺地盤から構造物下への砂・水の回り込みが防止されたためである。周辺地盤の砂・水の回り込みやすさを表現する手法が必要となるが、このような例として 2-5-5(2) に述べた有限要素法による変形解析がある。実務上は、それらをより簡略化すること、並びに、改良壁体の全体安定検討（滑動・転倒）及び部材設計（折損）を行うための設計荷重の設定等が、今後の課題として残されている。

#### (4) 固化処理壁による盛土の安定化対策(14,15)

この場合は、(3) ほど結果は単純ではない。なぜならば、(3) の場合は、液状化に伴う砂地盤の動きは構造物を浮上がらせる、すなわち、周辺から構造物下部に回り込もうとするものであり、その動きに対して、改良部分は地盤からのみならず構造物本体から抵抗を受けるため、壁体が曲がったり、折れたり、また、底部で滑動したりしなければ構造物の浮上がりを防止する効果がある。一方、盛土の場合、新設で盛土の直下を改良することができれば問題ないが、既設盛土を対象とした場合には、主として側方地盤部の改良のみによらざるをえない。このとき、改良部には盛土から外側へ押し出す力が作用するが、周辺地盤が液状化する場合には、改良体底部の摩擦力のみで抵抗する必要があるが、これはかなり難しいと考えられる。

##### 1) 模型とその作製方法

図 5.2.12 に示す 4 つの模型について実験を行った。M-1 は、無改良のモデルである。M-2,3,4 は盛土ののり尻又は側方地盤に改良を行った場合のモデルである。それぞれ、改良位置、改良体の止水性を変えている。

地盤材料、地盤の作成法、改良体及びその設置法は、(3) の場合と同じである。盛土は飽和した地盤上に遮水のためのビニールシートを敷き、その上で含水比 15% 程度の豊浦砂を軽く締固めて作成した。このビニールシートは、実際の盛土では地下水位が地表面よりも低い位置にあるので、直下の地盤が液状化しても盛土の内部まで水が浸透し盛土の強度が低下することは生じにくいと考え、そのような状況を再現することをねらったものである。

##### 2) 加振条件

M-1, M-2 模型及び M-3, M-4 模型をそれぞれ同時に振動台に載せ加振した。加振条件は表 5.2.3 に示すようである。

##### 3) 実験結果

加振加速度と盛土天端の累積沈下量の関係を図 5.2.13 に示す。無改良の M-1 では 120 gal 加振時から沈下が生じているのに対し、改良した他のモデルでは沈下はなく、改良の効果が現れている。200 gal 加振時には、改良したモデルでも沈下が生じているが、沈下量は M-1 よりも小さい。改良位置の影響を見ると、盛土ののり尻付近の地盤を改良した M-2 の方が側方の地盤を改良した M-4 よりも沈下量が小さい。改良体の遮水性の影響に関しては、遮水した M-4 と隙間のある M-3 の差は少ない。これらの傾向は、300 gal 加振時も同様である。400 gal 加振時には、M-1 と M-4 の関係が逆転しているが、これは遮水用のビニールシートに穴が開いて盛土内に水が侵入して盛土自体が軟弱化した影響によるものと考えられる。全体としてみれば改良体にある程度隙間があっても、影響は小さいようである。

次に 120 gal 及び 200 gal 加振時の各モデルの盛土直下の地盤に生じた過剰間隙水圧の時刻歴をまとめて図 5.2.14 に示す。120 gal 加振時には、無改良の M-1 では過剰間隙水圧が生じているが、他の改良した



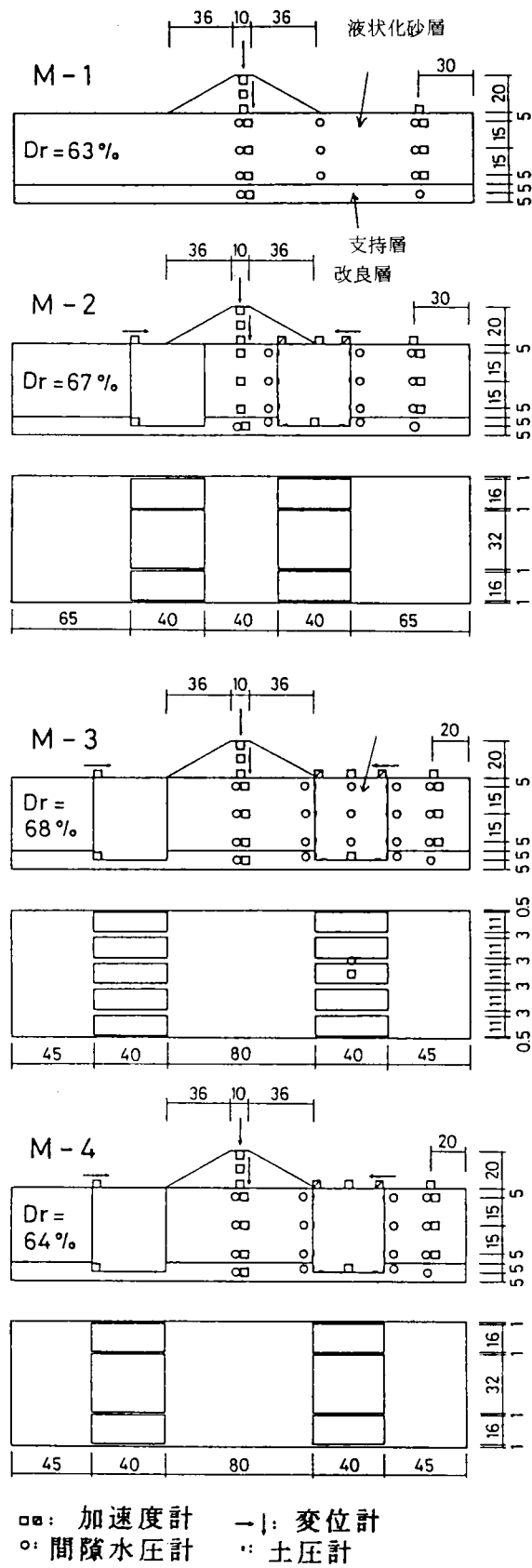


図 5.3.12 盛土と固化処理壁模型

表 5.2.3 加振条件（盛土実験）

入力波形	加速度レベル
ランダム波	30gal
正弦波 (5Hz, 20波)	120, 200, 300, 400gal

加速度レベル	120gal	200gal	300gal	400gal
M-1 M-2	118gal	202gal	313gal	410gal
M-3 M-4	112gal	191gal	301gal	402gal

＊ 一度に2つのモデルを振動台に載せて加振した。表中の数値は台加速度(A02)の実測値。

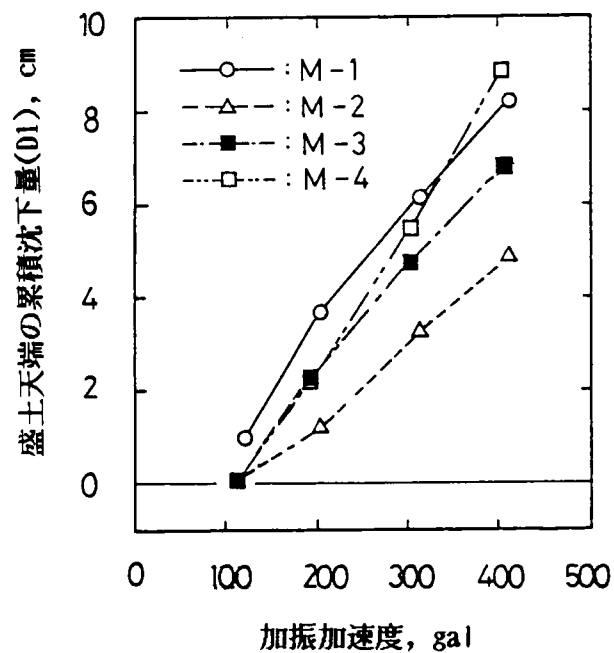


図 5.2.13 加振加速度と盛土天端の累積沈下量の関係

モデルではほとんど生じていない。このために、120 gal 加振時には、M-1 のみで盛土の沈下が生じたものと考えられる。200 gal 加振時には、いずれのモデルでも過剰間隙水圧が生じているが、その上昇速度が小さい。これらの加振時には、改良によって盛土直下の地盤の過剰間隙水圧の発生が抑制されており、その効果は盛土ののり尻付近の地盤まで改良した方が大きいことがわかる。

さらに、120 gal 及び 200 gal 加振時の各モデルの盛土中心線上の加速度応答倍率の深度方向分布を 5.2.15 に示す。120 gal 加振時には、無改良の M-1 の加速度応答が最も大きく、次いで M-4 が盛土部で若干大きめの応答を示している。M-1 の応答が大きいのは、先に述べたように盛土直下の地盤に過剰間隙水圧が発生して、地盤の剛性が低下したためと考えられる。M-4 で応答が若干大きい分布のデータは、加速度計の出力にひげ状のノイズが混入したためで、実際には M-2、M-3 と同程度の応答で合ったと考える。200 gal 加振時には 120 gal 加振時とは逆に、無改良の M-1 の地盤上層部と盛土の加速度応答が改良した他のモデルよりも小さくなっている。これは、M-1 では過剰間隙水圧の上昇により剛性の低下が十分に進んだ部分があり、それよりも上に振動が伝わりにくくなったのに対し、M-2～M-4 では改良体にはさまれた盛土直下の地盤の過剰間隙水圧が上昇しても、改良体の剛性が変わらないために振動が盛土まで伝わり、全体として極めて大きな応答を示したためと考えられる。なお、改良体の有無によるこのような加速度応答の違いが盛土のクラック発生状況に現れており 200 gal 以降の加振で盛土の表面に発生したクラックは、M-2～M-4 の方が M-1 よりも数が多く、規模も大きかった。ただし、全加振終了後盛土を切って内部のクラックの発生状況を調べたところ、M-1 では盛土の底部へ向けて大きなクラックがいくつか発生していたのに対して、M-2～M-4 ではクラックは全て盛土の表面へ向かっていた。このように、終局的な破壊状況が改良の有無により異なっていることは、実用上の配慮を要する課題である。又、この場合にも、上記の(3)と同じく、改良壁体の全体安定検討及び部材設計を行うための設計荷重の設定が今後の課題である。

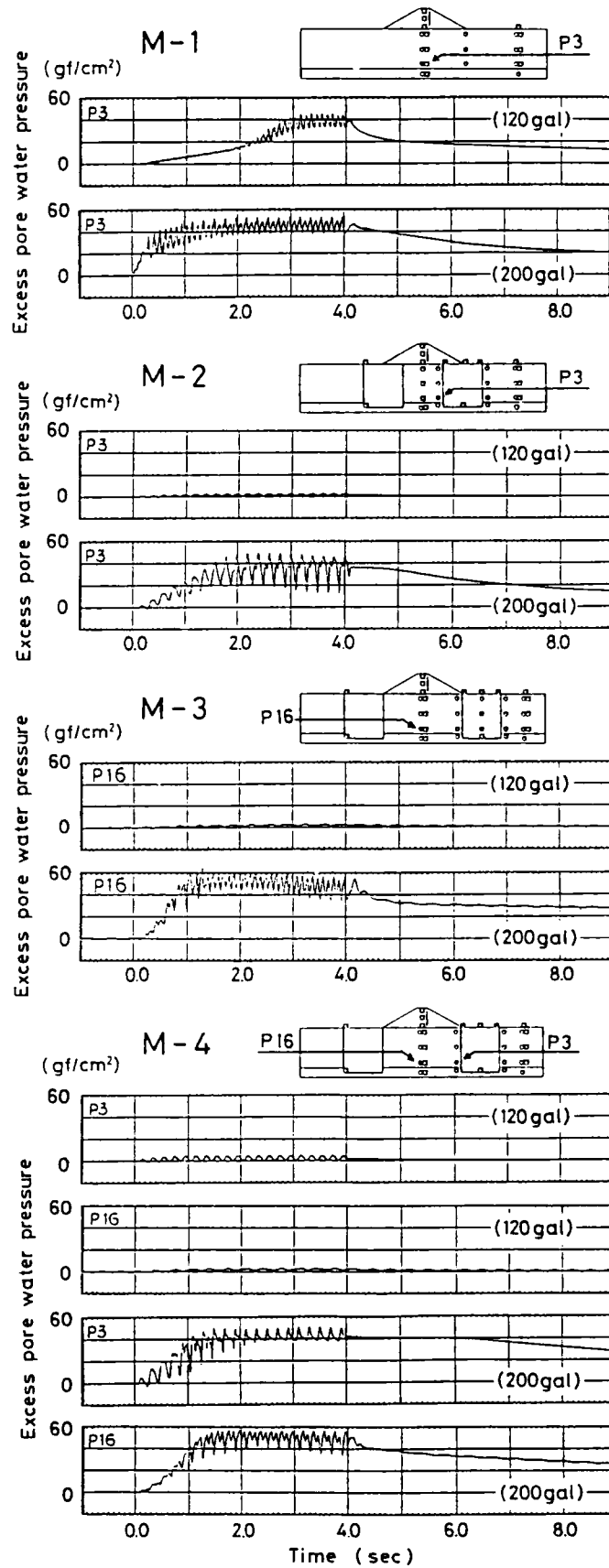


図 5.2.14 盛土下方の地盤の過剰間隙水圧の比較

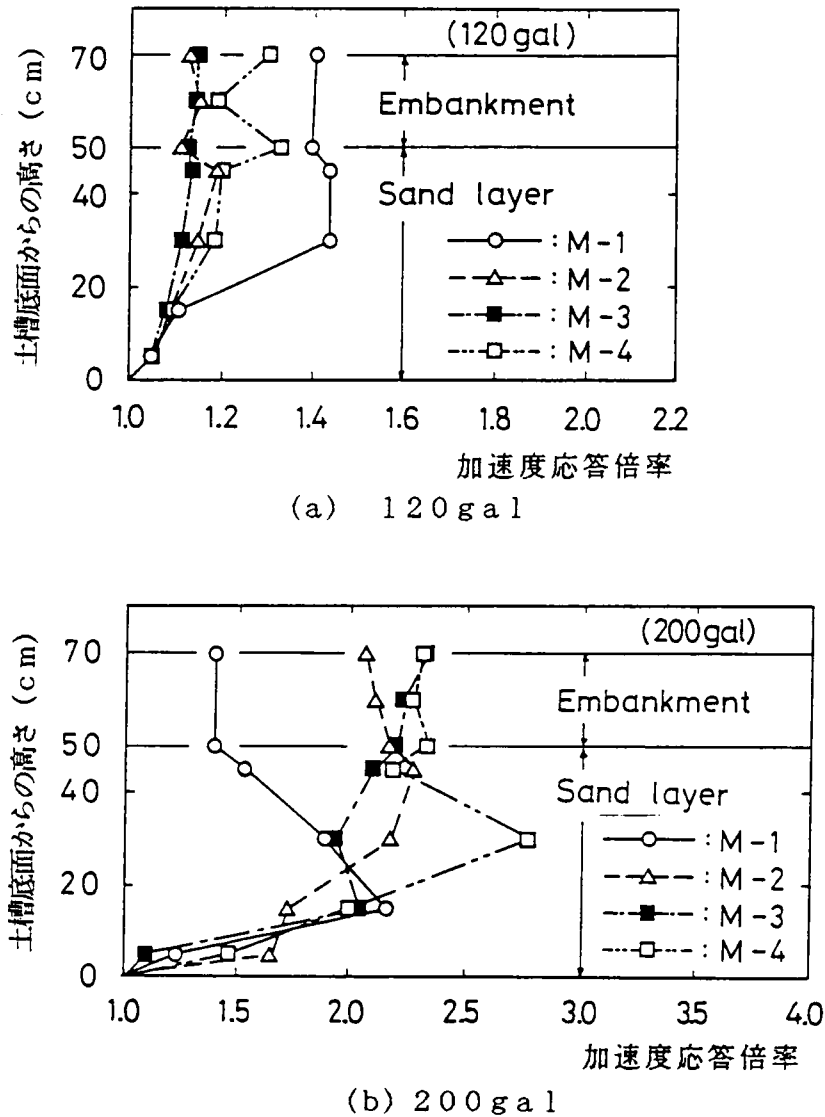


図 5.2.15 盛土中心線の加速度応答倍率の深度方向分布

### 5-3 対策工法のまとめ

工事環境条件や既設構造物条件による制約を受けた状況での液状化対策工法として未だ有効なものは確立していないものと考えられる。本章では、そのような制約がなければ有力な工法と考えられるサンドコンパクション工法の試験施工に基づいてやや細かな特徴をのべた。また、他の章と同じく、模型振動実験に基づいて検討を加えた対策工法の主な例、特に、半地下構造物及び盛土の側方に固化処理壁を設けた場合の効果・問題点について述べた。固化処理壁は、剛性及び遮水性が高いため、液状化対象層よりも深く打設した場合には、半地下構造物に対しては、その浮上りを生ずるのに必要な土砂・水の回り込みを防止するため非常に有効である。一方、盛土に対しては、強振時には、改良体を通じて盛土に伝わる振動が大きなものとなり、盛土表面に亀裂が生じる。又、改良体の全体安定及び部材設計のために必要な設計荷重の設定は今後の課題である。

## 第6章 結 論

本論文は、土構造物の地震時安定性に及ぼす液状化現象の影響に関して、その機構の解明、液状化を考慮した合理的安定解析、液状化調査法の改良、土構造物に対する液状化対策の提案等を目的として被害事例、模型振動実験、解析等いくつかの視点からの研究を現時点(1989)でとりまとめたものである。

本論文は全6章より構成されており、各章で得られた結論を要約すると以下のとおりである。

第1章では、まず1-1節において、本論文の研究の背景の概略として、既往の震災経験から見て土構造物の耐震的配慮のために、液状化現象の考慮が重要な位置を占めることを述べ、本研究で対象とする土構造物の種類、並びに本研究の範囲及び目的を明示した。

次いで、1-2節において、既往の地震に見られた液状化に伴う土構造物の被害例をとりあげ、その被害形態を整理することにより本研究での課題を設定した。又、それらの事例において、液状化防止効果のあった工法やそこで用いられた地盤調査手法の実態を整理し、検討すべき方向を見いだした。

第2章は、本研究の主体をなすもので、すべて模型振動実験によっている。

2-2節では、水平地盤自体の液状化とそれに伴う沈下現象の特性を考察し、水平砂層の液状化に伴う間隙水圧挙動と沈下性状の間に密接な関係があること、また、砂層の圧密に関する方程式に間隙水圧発生項を加える形で、砂層内の間隙水圧と沈下現象とを関係づける方程式を導き、それにより実験結果がよく説明できることを示した。

2-3節では、液状化性地盤上の盛土の安定に対して、地盤の液状化が大きく影響すること、又、この安定性検討のためには、盛土の慣性力と地盤の液状化を反映した動的強度を考慮したすべり計算が有用であることを示した。又、このための動的強度としてひずみを破壊基準とした全応力強度が有効であることを実験事実に基づいて示した。

さらに、加振波形が盛土の沈下量へ与える影響として、①規則波加振では、盛土沈下量が小さい範囲では振動数による差はほとんどない。盛土沈下量が大きいところでは、高振動数で沈下量が小さい。②不規則波加振では、衝撃型波形よりも振動型波形の方が盛土の沈下量が大きい。同じ振動型波形でも周期の長い方が沈下量が大きいことが見いだされた。③さらに、不規則波加振時の盛土の程度は、盛土直下の要素でのせん断応力の挙動を、累積損傷度理論により等価化することによりかなりよく説明できた。

2-4節では、水中に没した盛土の挙動として、間隙水圧に注目すると、側方が拘束された水平地盤の場合とは異なり、間隙水圧は有効上載圧まで達せず、側方拘束のないことの影響が大きいことを示した。さらに、盛土を支持する基礎地盤が流動する場合、盛土内の過剰間隙水圧は負になることもあり、これは、地盤の軟弱化に伴い盛土部が側方に広がろうとする傾向によるものであることを解析面からも示した。このように、水面下の斜面の挙動は特異な性状を示す。

2-5節では、液状化性地盤中の軽量埋設物の挙動を考察し、以下のことを示した。

軽量埋設構造物の下部地盤は周辺地盤よりも液状化しやすい。周辺地盤が液状化すると軽量構造物は浮上る。この浮上がりは、構造物周辺を透水性の高い碎石等を埋戻すことによって格段に軽減することができる。

埋設構造物の浮上がり量は、一定の加振条件に対して、構造物幅、液状化層厚、周辺地盤改良幅の影響を受ける。浮上がりの判定に対して、浮上がり安全率が有効である。ただし、これは、周辺地盤も液状化するような場合に有効であり、より本質的には周辺地盤の強度低下により構造物直下に砂が回り込むことによって浮上がりが生ずる。低下剛性法による構造物の浮上がり変形の計算結果は実験事実と定性的によく合致した。

第3章では、液状化性地盤土の盛土の現実の被災例（一部無被災例も含む）を対象に解析を実施し以下のことを明らかにした。

まず、3-2節において、日本海中部地震により被災した盛土6区間を対象とした応答解析等を含む詳細解析の結果、累積損傷度理論に基づいて算定した等価震度及び初期せん断応力を考慮しひずみを破壊基準とする全応力強度を用いた安定計算結果が、被災の実態とよく対応することを示した。これは、2-3節の室内模型振動実験の結果とも合致する。

次に、3-3節において、近年の地震において、盛土・地盤の条件や被害の状況が比較的詳細に分かっている事例の記録38例に基づいて、被害の状況と地盤条件の関連について分析を行い、液状化性地盤上の盛土の地震時安定の判定を地盤の $N$ 値に基づいて簡易に行う手法を提案した。

第4章では、原位置で液状化強度を求めるいくつかの試みとして、発破振動法、振動式コーン貫入試験、大孔径サンプリング法等の例を示すと同時に、締固め改良地盤の調査法としての標準貫入試験の意味を確かめる基礎実験の例を示した。

第5章は、液状化性地盤の対策の試みに関してまとめたものであり、一部の結果は他章に述べられている。とりあげた例は、現場又は現場大の試験場で行ったサンドコンパクションパイルによる締固めの例並びに室内模型実験に基づく深層混合処理工法の例である。これらの例に基づき、液状化対策工法の効果の例、今後解明すべき問題点を述べた。

第6章、本章では、本論文の各章での主たる結論を述べた。

## 参 考 文 献

### 〈第1章〉

1. 土質工学会震害調査委員会；現況報告，土と基礎，17-12，pp.90～92，1969.
2. 栗林栄一，龍岡文夫，吉田精一；明治以降の本邦の地盤液状化履歴，土木研究所彙報，第30号，181 pp.，1974.
3. 古藤田喜久雄，若松加寿江；扇状地における液状化発生地点の地盤特性，第16回土質工学研究発表会，pp.1193～1196，1981.
4. 石原研而，他；講座「地盤の液状化」，土と基礎，29-8～30-5，1981～1982.
5. 岩崎敏男，古賀泰之，田中俊彦；八丈島近海の地震による土木施設の被害調査概報，土木技術資料，14-5，pp.36～43，1972.
6. 土木研究所災害調査団；伊豆半島沖地震における土木関係被害調査速報，土木技術資料，16-7，pp.38～45，1974.
7. 土木研究所第一次調査団；1978年6月宮城県沖地震被害調査速報，土木技術資料，20-8，pp.40～51，1978.
8. 土木学会；昭和39年新潟地震震害調査報告，pp.271～298，1966.
9. 土質工学会震害調査委員会；1968年十勝沖地震による地盤調査概報，土と基礎，16-9，pp.5～17，1968.
10. 駒田敬一，他；根室半島沖地震調査速報(その1，2)，土木技術資料，15-9，pp.42～48，15-10，pp.38～42，1973.
11. 耐震工学委員会；「1978年伊豆大島近海の地震」報告，土木学会誌，63-8，pp.56～66，1978.
12. 岩崎敏男，他；1978年宮城県沖地震災害調査報告，第4編，地盤災害，土木研究所報告，159号，pp.112～159，1983.
13. 山村和也，佐々木康，古賀泰之，谷口栄一；1978年6月宮城県沖地震による河川堤防の被害，天然資源の開発利用に関する日米会議，耐風・耐震構造専門部会，第11回合同部会会議録，pp.670～683，1979.
14. 建設省土木研究所；1983年日本海中部沖地震災害調査報告，土木研究所報告，165号，346 pp.，1983.
15. 斎藤迪孝；新潟地震について，第7回地震工学研究発表会，pp.39～43，1964.
16. Watanabe, T.; Damage to Oil Refinery Plants and a Building on Compacted Ground by the Niigata Earthquake and Their Restoration, Soils and Foundations, 6-2, pp.86～99, 1966.
17. Ohsaki, Y.; Effects of Sand Compaction on Liquefaction during the Tokachioki Earthquake, Soils and Foundations, 10-2, pp.112～128, 1970.
18. Ishihara, K., Kawase, Y. and Nakajima, M.; Liquefaction Characteristics of Sand Deposits at an Oil Tank Site during the 1978 Miyagi-Ken-oki Earthquake, Soils and Foundations, 20-2, pp.97～111, 1980.
19. 日本建築学会；建築基礎構造設計基準同解説，pp.129～132，1974.
20. 吉川秀夫，他；新潟地震調査報告，第3編河川関係の被害，土木研究所報告，125号，pp.87～96，1965.
21. 8.と同じ，pp.308～313.
22. Ishihara, K. and Koga, Y.; Case Studies of Liquefaction in the 1964 Niigata Earthquake, Soils and Foundations, 21-3, pp.35～52, 1981.
23. Yoshimi, Y., Hatanaka, M. and Oh-oka, H.; Undisturbed Sampling of Saturated Sands by Freezing, Soils and Foundations, 18-3, pp.59～73, 1978.



〈第2章〉

1. 土田肇；砂質地盤の流動化の予測と対策，昭和45年度港湾技術研究所講演会，33 pp.，1970.
2. 尾島勝，古賀泰之；飽和砂層の液状化機構に関する実験的研究，土木学会論文報告集，191号，pp.91～102，1971.
3. 陶浪貞彦；不安定飽和砂の振動時性状，建築学会論文報告集，114号，pp.1～10，1965.
4. Tanimoto, K. and Nishi, M.; Study of Settlement Associated with Liquefaction of Sand Subjected to Impact Loads, Trans. JSCE, No.152, pp.39～44, 1968.
5. Seed, H.B. and Lee, K.L.; Liquefaction of Saturated Sand during Cyclic Loading, Jour. of SMFD, Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM 6, pp.105～134, 1966.
6. 柴田徹；飽和砂の液状化現象，第16回土質工学シンポジウム，pp.15～20，1971.
7. Ishihara, K. and Yasuda, S.; Sand Liquefaction in Hollow Cylinder Torsion under Irregular Excitation, Soils and Foundations, 15-1, pp.45～59, 1975.
8. Seed, H.B. and Lee, K.L.; Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake, Jour. of SMFD, Proc. ASCE, Vol. 93, No. SM 3, pp.83～108, 1967.
9. Ishihara, K. and Koga, Y.; Case Studies of Liquefaction in the 1964 Niigata Earthquake, Soils and Foundations, 21-3, pp.35～52, 1981.
10. 古賀泰之，間三男，三木英夫，神保広光，熊崎光吉；水浸砂層の液状化沈下現象に関する振動実験，土木研究所資料，1063号，66 pp.，1975.
11. 久楽勝行，古賀泰之，川口丸雄，三木英夫；大型振動台による模型堤防の振動実験，土木研究所資料，1032号，58 pp.，1975.
12. 沢田健吉，他；大型耐震実験装置，三菱重工技報，8-4，pp.1～9，1971.
13. 沢田健吉，古賀泰之，熊崎光吉；水浸砂層の沈下に関する振動実験，土木学会第30回年次講演会，第Ⅲ部，pp.121～122，1975.
14. 沢田健吉，古賀泰之，間三男；有限要素法による盛土・地盤系の振動解析，土木研究所資料，1219号，50 pp.，1977.
15. Ishihara, K. and Li, S.; Liquefaction of Saturated Sand in Triaxial Torsion Shear Test, Soils and Foundations, 12-2, pp.19～39, 1972.
16. Richart, F.E., Hall, J.R. and Woods, R.D.; Vibration of soil and Foundations, Prentice Hall, p.154, 1970.
17. 土田肇，野田節男，倉田栄一；海岸堤防の大型模型振動実験と円弧すべり安定計算，港湾技術研究所報告，9-2，pp.61～121，1970.
18. 上沢弘，那須誠，小峰利夫，安田祐作；大型振動台による盛土の耐震性に関する実験的研究，鉄道技術研究所報告，No.882，64 pp.，1972.
19. 田村重四郎，岡本舜三，加藤勝行；ロックフィルダム模型の振動破壊実験，土と基礎，20-7，pp.45～52，1972.
20. 沢田健吉，香川崇章，佐々木康，古賀泰之，小林健二；堤防の大型模型振動実験，土と基礎，20-7，pp.17～23，1972.
21. 11.と同じ
22. 稲葉誠一，香川崇章，小林健二，久楽勝行，古賀泰之，三木英夫；大型振動台による模型堤防の振動実験（第1報），土木技術資料，15-8，pp.26～34，1973.

23. 稲葉誠一, 久楽勝行, 古賀泰之, 窪田進; 大型振動台による模型堤防の振動実験(第2報), 土木技術資料, 17-1, pp.24~30, 1975.
24. 五瀬伸吾, 佐々木康, 古賀泰之; 土構造物の大型模型振動実験及び有限要素解析, 土木学会第34回年次講演会, 第III部, pp.301~302, 1979.
25. Jennings, P.C.; Periodic Response of a General Yielding Structure, Jour. of EMD, Proc. ASCE, Vol.90, No. EM 2, pp.131~166, 1964.
26. Lysmer, J., Udaka, T., Seed, H.B. and Hwang, R.; LUSH: A Computer Program for Complex Response Analysis of Soil-Structure System, Univ. Calif. Rep. EERC, 74-4, 1974.
27. Idriss, I.M., Lysmer, J., Hwang, R. and Seed, H.B.; QUAD-4: A Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Element Procedures, Univ. Calif. Rep. EERC, 73-16, 1973.
28. 古賀泰之, 館山悟, 唐沢安秋; 土構造物の非線形履歴特性を考慮した静的及び動的変形解析プログラム: SADAP-1, 土木研究所資料, 1668号, 96pp., 1981.
29. 14.と同じ
30. 畑中正; 土堰堤の振動に関する3次元考察-自由振動について-, 土木学会誌, 37-10, pp.1~6, 1952.
31. 日本大ダム会議; ダム設計基準(第2次), pp.94~95, 1978.
32. 古賀泰之, 松尾修, 唐沢安秋, 武藤正人; 盛土・斜面の簡易動的安定解析法に関する実験的研究報告書(第1報), 土木研究所資料, 2542号, 128pp., 1988.
33. 古賀泰之, 松尾修; 地震時斜面安定解析に用いる土の強度に関する考察, 土と基礎, 36-5, pp.37~42, 1988.
34. 土質工学会; 斜面安定解析入門, pp.65~66 および 110~139, 1989.
35. 日本道路協会; 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, pp.16~20, 1980.
36. 住宅・都市整備公団都市開発事業部; 宅地耐震設計指針(案), pp.54~61, 1984.
37. 日本鉱業協会; 捨石の鉱さいたい積場建設基準及び解説, pp.38~43, 1982.
38. Seed, H.B.; A Method for Earthquake Resistant Design of Earth Dams, Jour. of SMFD, Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM1, pp.13~41, 1966.
39. 石原研而; 土構造物の耐震設計法の現状と問題点, 土と基礎, 28-8, pp.3~8, 1980.
40. 古賀泰之, 松尾修, 武藤正人, 唐沢安秋; 液状化性地盤上の盛土の地震時挙動に関する模型振動実験, 土木技術資料, 30-8, pp.22~29, 1988.
41. Ishihara, K. and Yasuda, S.; Sand Liquefaction in Hollow Cylinder Torsion under Irregular Excitation, Soils and Foundations, 15-1, pp.45~59, 1975.
42. 例えば, 吉見吉昭; 砂地盤の液状化, 技報堂出版, pp.51~56, 1980.
43. 沢田健吉, 古賀泰之, 舟見清己; 水中盛土の地震時安定性に関する模型振動実験, 土木研究所資料, 1332号, 84pp., 1978.
44. 斎藤二郎, 李相一; 水中盛土の振動試験, 土木学会第29回年次講演会, 第III部, pp. 169~170, 1974.
45. 野田節男, 上部達生; 飽和砂斜面の模型振動実験, 第13回地震工学研究発表会, pp.109~112, 1975.
46. 小川正二, 伊藤圭典, 田村滋美; 砂質土斜面の模型振動実験, 土木学会第30回年次講演会, 第III部, pp. 102~103, 1975.

47. 古賀泰之, 沢田健吉, 神保広光; 水中盛土の振動実験, 土木学会第 31 回年次講演会, 第Ⅲ部, pp.268~269, 1976.
48. 田中俊彦; 土構造物の非線型解析, 土木研究所資料, 992 号, 113 pp., 1974.
49. 10.と同じ
50. 佐々木康, 古賀泰之, 谷口栄一, 五瀬伸吾; 掘割道路の地震時挙動に関する大型模型実験, 第 13 回日本道路会議, pp.97~98, 1979.
51. 土田肇; 振動により流動化した砂層が壁体に及ぼす圧力, 土と基礎, 16-5, pp.3~10, 1968.
52. 古賀泰之, 古関潤一, 森下義; 掘割道路の地震時安定性に関する模型振動実験——浮上がりに関する検討——, 土木技術資料, 31-1, pp.42~47, 1989.
53. 例えば, 日本道路協会; 共同溝設計指針, p.64, 1986.
54. 古賀泰之, 古関潤一, 谷口栄一, 森下義; 掘割道路の地震時安定性に関する実験報告書, 土木研究所資料, 2550 号, 90 pp., 1988.
55. Lee, K.L.; Seismic Permanent Deformations in Earth Dams, Report to the NSF, University of California, Los Angeles, 31 pp., 1974.
56. 佐々木康, 松尾修, 唐沢安秋; 地震による盛土の永久変形解析法とその適用例, 土木技術資料, 27-3, pp.46~51, 1985.

### <第3章>

1. 古賀泰之, 松尾修, 唐沢安秋, 武藤正人; 盛土・斜面の簡易動的安定解析法に関する実験的報告書 (第 1 報), 土木研究所資料, 2542 号, 128 pp., 1988.
2. 古賀泰之, 松尾修, 唐沢安秋; 地震による被災堤防の調査解析, 土木技術資料, 30-3, pp.51~58, 1988.
3. 佐々木康, 古賀泰之, 伊藤良弘, 小笠原久; 新しく開発した振動式貫入試験機, 土木技術資料, 25-2, pp.9~14, 1983.
4. 日本道路協会; 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.16~20 および pp.69~75, 1980.
5. 石原研而; 土構造物の耐震設計法の現状と問題点, 土と基礎, 28-8, pp.3~8, 1980.
6. 古賀泰之, 松尾修; 砂質地盤上盛土の耐震性簡易判定法の提案, 土木技術資料, 29-7, pp.50~55, 1987.
7. 古賀泰之, 伊藤良弘, 島津多賀夫; 地震による盛土の被災・復旧事例調査報告書, 土木研究所資料, 2716 号, pp.3~55, 1989.
8. 古賀泰之, 他; 取付盛土の地震時沈下及びその対策に関する調査報告書, 土木研究所資料, 2769 号, pp.6~47, 1989.
9. Meyerhof, G.G.; Discussion of Session 1, Proc. 4 th ICSMFE, Vol. 3, p.110, 1957.
10. 4.と同じ
11. Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y.; Empirical Correlation of Soil Liquefaction based on SPT N-Value and Fines Content, Soils and Foundations, 23-4, pp.56~74, 1983.
12. 日本道路協会; 共同溝設計指針, p.65, 1986.
13. 日本道路協会; 道路土工——軟弱地盤対策工指針, pp.287~291, 1986.

<第4章>

1. 土木学会；昭和39年新潟地震調査報告，pp.308～313，1966.
2. 日本道路協会；道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，pp.16-23，1980.
3. 日本港湾協会；港湾の施設の技術上の基準・同解説，pp.2-168～2-171，1979.
4. Seed, H.B. ; Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes, Jour. GTED, Proc. ASCE, Vol. 105, No. GT 2, pp.201～255, 1979.
5. 沢田健吉，古賀泰之，舟見清己；砂質地盤の液状化特性の原位置試験法および改良工法に関する調査，土木研究所資料，1220号，pp.45～54，1977.
6. 山村和也，古賀泰之；発破実験による液状化の判定，天然資源の開発利用に関する日米会議，耐風・耐震構造専門部会，第6回合同部会会議録，pp.157～173，1974.
7. 沢田健吉，古賀泰之；発破による地盤の液状化調査，第11回土質工学研究発表会 pp.391～394，1976.
8. Florin, V.A. and Ivanov, P. L. ; Liquefaction of Saturated Sandy Soils, Proc. 5th ICSMFE, Vol. 1, pp.107～111, 1961.
9. 石原研而，根井基雄，三井進平，高橋康二；砂地盤における振動時の原位置間隙水圧測定，第7回土質工学研究発表会，pp.317～320，1972.
10. 山村和也，沢田健吉，田中俊彦，小笠原久；サンドコンパクションパイル等による埋立地の締固め，第28回建設省技術研究会報告，pp.71～75，1974.
11. 佐々木康，古賀泰之；地盤液状化調査法としての振動式貫入試験機，天然資源の開発利用に関する日米会議，耐風・耐震構造専門部会，第14回合同部会会議録，pp.483～494，1982.
12. 古賀泰之，佐々木康，伊藤良弘，松尾修；振動式貫入試験機による地震被災地盤調査，天然資源の開発利用に関する日米会議，耐風・耐震構造専門部会，第18回合同部会会議録，pp.533～543，1986.
13. 伊藤良弘，古賀泰之，島津多賀夫；振動式貫入試験結果と原位置液状化強度の関係について，第20回土質工学研究発表会，pp.569～570，1985.
14. 建設省土木研究所千葉支所，東建地質調査株式会社；砂地盤液状化調査報告書，1977
15. 建設省土木研究所，東建地質調査株式会社；砂地盤液状化調査報告書，1978.
16. Ishihara, K. and Koga, Y. ; Gase Studies of Liquefaction in the 1964 Niigata Earthquake, Soils and Foundations, 21-3, pp.35～52, 1981.
17. Ishihara, K., Silver, M.L. and Kitagawa, H. ; Cyclic Strengths of Undisturbed Sands Obtained by Large Diameter Sampling, Soils and Foundations, 18-4, pp.61～76, 1978.
18. Yoshimi, Y., Hatanaka, M. and Oh-oka, H. ; Undisturbed Sampling of Saturated Sands by Freezing, Soils and Foundations, 18-3, pp.59～73, 1978.
19. 古賀泰之，古関潤一，島津多賀夫，松原克己，三原正哉；動的貫入試験結果に及ぼす静止土圧係数( $K_0$ 値)の影響，第23回土質工学研究発表会，pp.107～108，1988.
20. Saito, A. ; Characteristics of Penetration Resistance of a Reclaimed Sandy Deposit and Their Change through Vibratory Compaction, Soils and Foundations, 17-4, pp.31～43, 1977.
21. Ishihara, K. and Takatsu, H. ; Effects on Overconsolidation and  $K_0$  Conditions on the Liquefaction Characteristics of Sands, Soils and Foundations, 19-4, pp.59～68, 1979.

22. Torstensson, B-A ; Pore Pressure Sounding Instrument. Discussion, Session 1, Proc. ASCE Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Vol. 2, pp.48～54, 1975.
23. Robertson, P.K, and Campanella, R.G, ; Liquefaction Potential of Sands Using the CPT, Jour. of GTED, Proc. ASCE, Vol. 111, No. GT 3, pp.384～403, 1985.
24. Shibata, T., Wanchai Teparaksa ; Evaluation of Liquefaction Potentials of Soils Using Cone Penetration Tests, Soils and Foundations, 28-2, pp.49～60, 1988.

〈第5章〉

1. 日本道路協会；道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，pp.16～23，1980.
2. 大橋勝弘，那須誠；鉄道盛土の耐震補強対策，土と基礎，28-8，pp.37～44，1980.
3. 沢田健吉，古賀泰之，舟見清己；砂質地盤の液状化特性の原位置試験法および改良工法に関する調査，土木研究所資料，第1220号，p.46，1977.
4. 建設省土木研究所；新耐震設計法(案)，土木研究所資料，第1185号，p.213，1977.
5. 古賀泰之；構造物における液状化対策，基礎工，Vol.12, No.7, pp.13～19, 1984.
6. 石原研而，斉藤彰，有馬宏；護岸液状化対策としての砕石パイルの適用例，土と基礎，28-4，pp.9～15，1980.
7. 例えば，谷口栄一，佐々木康，小笠原久；砕石ドレーンによる液状化対策に関する大型振動実験，第16回土質工学研究発表会，pp.633～636，1981.
8. Ledbetter, R.H. ; Improvement of Liquefiable Foundation Conditions Beneath Existing Structures, WES, Technical Report REMR-GT-2, 51 pp., 1985.
9. Hatanaka, M., Suzuki, Y., Miyaki, M. and Tsukuni, S. ; Some Factors Affecting the Settlement of Structures due to Sand Liquefaction in Shaking Table Tests, Soils and Foundations, 27-1, pp.94～101, 1987.
10. 3.と同じ，pp.55-61.
11. 3.と同じ，pp.62-63.
12. 例えば，土質工学会；地盤改良の調査・設計から施工まで，p.171，1978.
13. Nakayama, J., Ichimoto, E., Kamada, H. and Taguchi, S. ; On Stabilization Characteristics of Sand Compaction Piles, Soils and Foundations, 13-3, pp.61～68, 1973.
14. 建設省土木研究所，他民間5社；耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書(その2)，土木研究所共同研究報告書，No. 3, pp. 66～146, 1987.
15. 建設省土木研究所，民間5社；耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書(その3)，土木研究所共同研究報告書，No. 23, pp. 134～165, 1988.

## 謝 辞

本研究は、建設省土木研究所において、筆者が各種土構造物に対する地震時液状化の影響に関して行ってきた一連の研究をとりまとめたものである。本研究を始める端緒を与えられてから、一連の研究の方向づけを賜った当時の室長である山村和也博士（現日本大学生産工学部教授）、澤田健吉博士（現徳島大学工学部教授）、佐々木康博士（現土木研究所地震防災部長）に対して謝意を表する次第である。

本研究を進めるにあたり、土木研究所機械施工部動土質研究室において多くの調査研究を共に担当した研究室の各位に心より謝意を表したい。さらに、一連の大型模型振動実験では、科学技術庁国立防災科学技術センター及び建設省関東技術事務所の方々にも大へんお世話になった。また、第4、5章で述べた  $N$  値に及ぼす応力条件の影響及び固化処理工法による液状化対策の研究は、土木研究所と民間5社による「耐震地盤改良工法に関する共同研究」の成果の一部をもなしている。これらの方々に謝意及び敬意を表したい。

本論文の作成にあたって、特に京都大学防災研究所の柴田 徹教授には、丁寧な御指導と終始変らぬ温かい御激励をいただいた。厚く御礼を申し上げる次第である。

本論文は、上述した多くの方々の温かい御指導と御協力があって始めて完成し得たものである。ここに記して、深く感謝の意を表わすものである。